

IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables

TALUDES 2017

27 – 30 Junio 2017, Santander, España

E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)

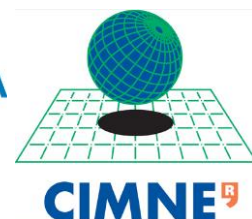


**IX Simposio Nacional
sobre
Taludes y Laderas Inestables**

**IX Simposio Nacional
sobre
Taludes y Laderas Inestables**
E. Alonso, J. Corominas y
M. Hürlimann (Eds.)
Santander, 27 – 30 de Junio de 2017



UNIVERSITAT POLITÈCNICA
DE CATALUNYA
BARCELONATECH



IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables

E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann
(Eds.)

Publicado por

Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)

Barcelona, España

Junio 2017

© Los autores

ISBN: 978-84-946909-5-2

Printed by: Artes Gráficas Torres S.L., Huelva 9, 08940 Cornellà de Llobregat,
Spain

TABLA DE CONTENIDO

Presentación	9
Comité Organizador	10
Entidades Patrocinadoras	10
Entidades Colaboradoras	10
Comité Científico	11
Sumario	13
Índice	15
Conferencias Invitadas	26
Sesión Especial	162
Ponencias	237
Índice Autores	1508

Presentación

Presentamos una nueva edición, la novena, del Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Este Simposio se ha consolidado como un foro independiente, abierto y pluridisciplinar, con el objetivo de difundir los conocimientos, presentar los avances recientes y fomentar la discusión entre expertos que trabajan en este apasionante campo.

La edición de 2017 pone de manifiesto la notable evolución experimentada en los últimos años de las herramientas de caracterización y análisis así como de las medidas estabilización y protección. Las técnicas de captura remota de datos como el láser escáner, la interferometría radar, la fotogrametría y videometría digital, con el apoyo de los vehículos aéreos no tripulados, han cambiado la forma de analizar y monitorizar las laderas. No sólo permiten salvar los problemas de accesibilidad en las paredes rocosas de gran desarrollo sino que proporcionan productos de una gran resolución. Como resultado de todo ello, aparece un nuevo reto como es el almacenamiento, tratamiento y gestión de las ingentes cantidades de datos generadas.

Los métodos de análisis de estabilidad han experimentado un notable avance, particularmente el de la post-rotura, tanto en lo que se refiere a la modelación de la propagación como en su expresión tridimensional. Finalmente, se constata la generalización de los procedimientos de estabilización flexibles y de bioingeniería junto con el análisis de su desempeño.

La Cornisa Cantábrica debido a su orografía, clima y constitución geológica es un entorno geográfico particularmente sensible a la formación de grandes deslizamientos y desprendimientos. La construcción reciente de nuevas carreteras y autovías han requerido de análisis complejos de estabilidad así como la ejecución de importantes trabajos de contención y estabilización. Las incertidumbres que genera el cambio climático abren un interesante debate sobre cuál será el comportamiento de las laderas y taludes en esta y otras regiones de nuestro entorno. En este contexto surge la necesidad de mejorar los análisis del papel que ejercen sus diferentes factores determinantes, así como su contribución al estudio de la amenaza y riesgos generados por estos procesos.

Eduardo Alonso, Jordi Corominas, Marcel Hürlimann (editores)

Santander, Junio 2017

Comité Organizador

- Alberto González
- César Sagaseta
- Eduardo Alonso
- Jorge Cañizal
- Jordi Corominas
- Jaime Bonaecha
- Marcel Hürlimann
- Miguel A. Sánchez
- Juan Remondo
- Gema Fernandez

Entidades Patrocinadoras

Universidad de Cantabria

Universidad Internacional Menéndez y Pelayo

Universitat Politècnica de Catalunya

Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)

Entidades Colaboradoras

Asociación Española de Empresas Especialistas en Taludes

Asociación Española de Geología Aplicada a la Ingeniería

Comité Nacional Español de Grandes Presas

Gobierno de Cantabria

Ilustre Colegio Oficial de Geólogos, Delegación de Cantabria

Sociedad Española de Geomorfología

Sociedad Española de Mecánica de Rocas

Sociedad Española de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica

Comité Científico

Antonio Abellán
U. Cambridge

Eduardo Alonso,
U.P. Catalunya

José M. Azañón
U. Granada

Viola Bruschi,
U. Cantabria

Jordi Corominas
U.P. Catalunya

José Chacón,
U. Granada

Almudena Da Costa
U. Cantabria

Enrique Dapena
Cedex

Carlos Delgado
U.P. Madrid

Luis Fernández
CYGSA

Mercedes Ferrer
IGME

Antonio Gens
U.P. Catalunya

Josep Antoni Gili
U.P. Catalunya

Alberto González
U. Cantabria

René Gómez
C. Hidrográfica Ebro

Luis González de
Vallejo
U. Complutense

J.M. Gutiérrez Manjón
FCC

Gerardo Herrera
IGME

Marcel Hürlimann
U.P. Catalunya

Marc Janeras
ICGC

José L. Justo Alpeñés
U. Sevilla

Alberto Ledesma
U.P. Catalunya

Alejandro Lomoschitz
U. Las Palmas GC

Carles López Carreras
Eurogeotécnica

Carlos Monge
ADIF

Vicente Navarro
U.C. La Mancha

Claudio Olalla
U.P. Madrid

Luis Ortuño
Uriel y Asociados

Calos Oteo
U. Coruña

Fernando Pardo
Cedex

Manuel Pastor
U.P. Madrid

Aurea Perucho
Cedex

Isabel Reig
ACCIONA

Juan Remondo
U. Cantabria

Manuel Romana García
U.P. Madrid

Manuel Romana Ruiz
U.P. Valencia

Moisés Rubín de Célix
M. Medio Ambiente

Eugenio Sanz
U.P. Madrid

César Sagaseta
U. Cantabria

José B. Serón
U.P. Valencia

Davor Símic
Ferrovial Agroman

Antonio Soriano
U.P. Madrid

Roberto Tomás
U. Alicante

Measa Tsige,
U. Complutense

Pedro Velasco
ITASCA

Joan M. Vilaplana
U. Barcelona

Irene Villegas
Consultor

SUMARIO

Conferencia Invitada.....	26
Sesión especial:	
Asociación Española de Empresas Especialistas en Taludes.....	162
Aludes de nieve	237
Análisis de rocas blandas - Ensayos de laboratorio.....	261
Análisis de susceptibilidad, peligrosidad y riesgo	314
Avances en técnicas de reconocimiento y captura de datos del terreno	492
Base de datos - Sistema de Información Geográfica.....	629
Corrección y estabilización de laderas y taludes	686
Estabilidad de laderas y taludes en presas y embalses.....	785
Estabilidad de taludes en rocas y análisis de desprendimientos	834
Estabilidad de taludes en vías de comunicación.....	930
Grandes deslizamientos	1098
Influencia del agua en la estabilidad - Efecto del cambio climático	1142
Mallas y redes de protección.....	1212

Modelación numérica	1313
Restauración de taludes y laderas	1368
Sismicidad y estabilidad de laderas	1387
Técnicas de auscultación	1423
Índice Autores	1508

ÍNDICE

Conferencia Invitada

¿Qué hemos aprendido de la distribución espacio-temporal de los deslizamientos? El caso del Bajo Deba (Guipúzcoa).....	26
<i>J. Remondo</i>	
Análisis y corrección de patologías en el ámbito de la red de carreteras del estado	37
<i>José Luis García de la Oliva</i>	
Colapsos: monitorización y alerta temprana	76
<i>J.M. Azañón</i>	
¡Alerta, riesgo de aludes!.....	102
<i>Vilaplana Fernández, J.M.</i>	
Aspectos determinantes para el diseño de los taludes de una corta minera	121
<i>Galera, J.M.</i>	
Vulnerabilidad de edificios frente a deslizamientos y desprendimientos.....	141
<i>Mavrouli O.</i>	

Sesión especial:

Asociación Española de Empresas Especialistas en Taludes

Corrección de deslizamiento mediante diversos sistemas de contención en infraestructuras de alta montaña. Caso de la A-136 en tramo Biescas Formigal	162
<i>Gonzalez García S.F., R. Sancho Gómez-Zurdo and A. Gracia Bernal</i>	
Ejemplos de restauración y revegetación de taludes mediante técnicas de bioingeniería mixta	174
<i>Sanz P.</i>	
Estabilización de taludes para rehabilitación de CTRA. DN-66 Bumbesti Jiu - Petrosami (Rumanía) - C.N.A.D.N.R. (Gobierno de Rumanía)	186
<i>Braceras G. and J. Ibáñez</i>	
Estabilización y protección contra los desprendimientos en la Cala Banyalbufar (Mallorca).....	198
<i>OLIVERAS R.</i>	
Factores diferenciales en la protección contra desprendimientos en la geología volcánica de las Islas Canarias. A través del ejemplo de los trabajos realizados en la Carretera Insular TF-445, Isla de Tenerife	207
<i>Israel Hernández Rodríguez and Javier Luque González</i>	

La tecnificación de la ejecución de obras en Taludes	219
<i>T. Löpfe</i>	

Sellado de los taludes de Cabreiros.....	227
<i>Torres I. and J.J. Míguez Veiga</i>	

Aludes de nieve

Aplicación del registro sísmico producido por una avalancha de nieve para la validación de su modelo numérico	237
<i>Pere Roig Lafon, Emma Suriñach, Cristina Pérez-Guillén, Mar Tapia, Perry Bartelt and Betty Sovilla</i>	

Evaluación del alcance de aludes en el Pirineo Catalán mediante modelización estadística	249
<i>Oller P., G. Furdada and C. Baeza</i>	

Análisis de rocas blandas - Ensayos de laboratorio

Análisis de la degradabilidad de las rocas detríticas arcillosas. Aproximación mediante muestras artificiales de composición conocida.....	261
<i>J. Martínez-Bofill, A. Gaya and A. Soler</i>	

Caracterización frente a la degradación ambiental de litologías margosas en taludes heterogéneos tipo Flysch. Resultados preliminares	271
<i>Cano M., R. Tomás, A. Riquelme and J.L. Pastor</i>	

Evaluación de la resistencia al corte en rotura de unas margas sobreconsolidadas mediante ensayos de laboratorio	283
<i>N. S. Montero and J. Estaire</i>	

Influence of the climate change on the evolution of soil bearing capacity: an experimental study on the effects of freezing/thawing cycles.....	295
<i>J. Torche and E. Prina Howald</i>	

Nuevo método para la interpretación de imágenes digitales de inestabilidad mediante la técnica PIV.....	307
<i>Pinyol N.M., M. Alvarado and A. Ruiz</i>	

Análisis de susceptibilidad, peligrosidad y riesgo

Algunas potencialidades del uso de la toponimia como índice histórico y prehistórico de antecedentes para la evaluación de la peligrosidad y riesgo geológico. Estudio de casos en el pirineo catalán	314
<i>Planas X., P. Oller and S. Riba</i>	

An overview of vulnerability assessment of buildings impacted by gravitational natural hazards. Possible applications in Switzerland.....	323
<i>A. Mapelli and E. Prina Howald</i>	

Análisis de riesgos asociados a las infraestructuras viarias de la Diputación Provincial de Jaén	335
<i>Carpena R., I. Mellado, F. Moya, C. Colomo, P. Bédmar, J. Calero, A. Pérez, T. Fernández, M. Sánchez and J. Tovar</i>	
Análisis, evaluación y zonificación de la susceptibilidad por movimientos en masa en la Vía Aloag - Santo Domingo (Ecuador).....	347
<i>Torrijo F.J., J. Garzón-Roca, I. Cantarino, V. Capa and A. Boix</i>	
Estudios de la susceptibilidad asociada a procesos de inestabilidad de ladera en el contexto de la iniciativa de ciudades emergentes y sostenibles (BID) - Casos de Xalapa, Tegucigalpa y Cuzco	359
<i>Joaquín Pérez-Romero, Ginés Suárez Vázquez, Jorge Rojo Gómez and María Álvarez Mingorance</i>	
Evaluación de la susceptibilidad de generación de remociones en masa mediante redes neuronales artificiales en la costa este del Fiordo Comau, región de Los Lagos, Chile.....	371
<i>Villela B., P. González and J. Lagos</i>	
Metodología de gestión de taludes en desmonte en la red carreteras de la GENCAT: experiencia en la aplicación	383
<i>Paniagua Serrano I. and Eugenia Álvarez Álvarez</i>	
Metodología integrada para la evaluación de riesgos en la Red de Carreteras de Gipuzkoa	395
<i>J Corominas, O. Mavrouli, I. Ibarbia, I. Jugo, N. Alonso, J. Ruiz, S. Luzuriaga and J.A. Navarro</i>	
Modelización de la peligrosidad de deslizamientos para diferentes escenarios empíricos en el cantábrico oriental.....	407
<i>Bonachea J., J. Remondo, V. Rivas, A. González and J. Sánchez</i>	
Propuesta de una metodología para la obtención de un modelo de riesgo específico de desprendimientos de roca en espacios naturales	419
<i>A. Lara Hidalgo and A. González Díez</i>	
Propuesta metodológica y análisis retrospectivo de la desaparición de una antigua iglesia del S. XVII debido a un corriente de derrubios, en Andorra	432
<i>Riba Porras S., J. Altimir Planes and I. Villaró Pantebre</i>	
Reactivación de un deslizamiento costero por el urbanismo. El caso de Marina del Este (Almuñécar, Granada): monitorización mediante técnicas psinsar e inclinometría.....	444
<i>Azañón J.M., D. Notti, J.P. Galve, R.M. Mateos, O. Montserrat, F.J. Roldán, F. Fernández and V. Pérez</i>	
Sistema de alerta para procesos torrenciales a escala regional combinando mapas de susceptibilidad y datos del radar meteorológico.....	456
<i>M. Hürlimann, M. Berenguer, R. Palau and D. Sempere</i>	

Spatial Target Mapping: an approach to susceptibility prediction based on iterative cross-validations.....	468
<i>A. G. Fabbri, A. Patera and C.-J. Chung</i>	
Utilización de datos de distintos niveles de resolución para modelizar la susceptibilidad de deslizamientos	480
<i>Remondo J. and A.G. Fabbri</i>	
 Avances en técnicas de reconocimiento y captura de datos del terreno	
Análisis de la actividad de deslizamientos mediante técnicas de LiDAR y fotogrametría en el entorno de la autovía A-44 (Jaén).....	492
<i>Colomo C., J.L. Pérez, J.M. Gómez and T. Fernández</i>	
Análisis de la evolución de desprendimientos a partir de datos lidar en el escarpe de Puigcercós (Pallars Jussà - Catalunya).....	504
<i>X. Blanch, M. Guinau and M.J. Royán</i>	
Análisis de la evolución de laderas inestables mediante técnicas de UAV y fotogrametría en el sector de La Guardia (Jaén).....	516
<i>Fernández T., J.L. Pérez, A. Mozas, F.J. Cardenal, J.M. Gómez, C. Colomo and J. Delgado</i>	
Aplicación de la técnica de interferometría de radar de síntesis de apertura (InSAR) en la detección de movimientos en masa en el municipio de Independencia.....	528
<i>Raventós J., M. Arroyo, W. Heredia and A. Cruz</i>	
Aplicación de técnicas remotas en el deslizamiento de Cerro Gordo (Granada). Análisis de daños e investigación de su dinámica	533
<i>Mateos R.M., J.M. Azañón, F.J. Roldán, D. Notti, J.P. Galve, V. Pérez-Peña, J.L. Pérez-García, C.M. Colomo, J.M. Gómez, O. Montserrat, N. Devantéry and F. Lamas</i>	
Caracterización geomecánica del talud desprendido de Cortes de Pallás (Valencia) mediante Structure from Motion (SfM) con imágenes adquiridas con Remotely Piloted Aircraft System (RPAS)	545
<i>Riquelme A., J.C. García, R. Sarro, R. Tomás, M. Cano, J.L. Pastor, A. Abellán and G. Herrera</i>	
Caracterización geomorfológica y estructural de zonas de salida de bloques en una zona afectada por desprendimientos en Montserrat (Cataluña)	557
<i>Blanch X., M. Guinau and J.M. Royán</i>	
Empleo de técnicas geomáticas para el estudio de paredes rocosas	569
<i>Buill F., M. A. Núñez-Andrés, C. Puig-Polo, N. Lantada and A. Prades</i>	
Experiencias con drones para el estudio de movimientos de ladera	581
<i>Ruiz R., J. Corominas and M. Hürlimann</i>	

Identificación de deslizamientos activos mediante servicios web de la Agencia Espacial Europea	593
<i>Galve J.P., J.M. Azañón, R.M. Mateos, D. Clossom, F. Caló, J.V. Pérez, D. Notti, G. Herrera, M. Bejar and O. Monserrat</i>	

Integración de datos geomorfológicos, geotécnicos y nubes de puntos 3D para la caracterización de un talud excavado en limos erosionables	605
<i>R. Tomás, M. Cano, A. Abellán, A. Riquelme and J.L. Pastor</i>	

Reconstrucción de la dinámica y características de un deslizamiento de rocas usando técnicas de teledetección (fotogrametría, LiDAR y datos sísmicos): Comparación entre diferentes técnicas y análisis complementarios.....	617
<i>Tapia M., M. Guinau, M. Torné, M.J. Royán, C. Pérez, A. Echeverría, P. Roig and E. Suriñach</i>	

Base de datos - Sistema de Información Geográfica

El inventario de movimientos de ladera de España ALISSA: Metodología y análisis preliminar	629
<i>Javier Hervás</i>	

Inventario de deslizamientos en la cuenca alta del río Segre (Pirineo Oriental)	640
<i>Mas R., J. Moya and R. Copons</i>	

La base de datos de movimientos del terreno de Cataluña (LLISCAT): Una herramienta para la gestión de los riesgos geológicos.....	651
<i>Marta González, Jordi Pinyol, Josep Ramisa, Neus Querol and Jordi Marturià</i>	

Los movimientos de ladera en España: Hacia una base de datos conjunta	663
<i>Herrera G., R.M. Mateos, J.C. García-Davalillo, V. Alonso, J. Mulas, M. Hernández, P. Buxó Pagespetit, M. González, J. Pinyol and J. Marturià</i>	

Plataforma on-line para el seguimiento geológico y geotécnico de la red ferroviaria de FGC	674
<i>D. Santana, J. Pons, H. Rodríguez, E. Prat, F. López, M. Janeras, P. Buxó, J. Comellas, A. Ferré and D. Paret</i>	

Corrección y estabilización de laderas y taludes

Actuaciones de estabilización y protección frente desprendimientos en la ladera de Martiánez (Tenerife): Un enfoque innovador en la definición de la solución	686
<i>Asensio Doz C. and A.I. Santana Mancheño</i>	

Aplicación de la UNE-EN 1537 en la fabricación y diseño de anclajes de cable y barra	698
<i>Vilar Brumbeck A. and V. Herrera Guerrero</i>	

Estabilización de la ladera del Molinet, tramo final del Paseo Marítimo de l'Estartit (Girona).....	709
<i>López F., E. Prat, M. Janeras and P. Buxó</i>	

Estabilización de taludes aplicando la técnica de “soil nailing” en suelos de la ciudad de Quito - Ecuador	721
<i>Capa V.E., P. Calderón, F. J. Torrijo and I. Payá</i>	
Estabilización deslizamiento mediante geocompuestos	729
<i>Félix E. González Valle and Julián Laso Fernández</i>	
Factores a considerar en la selección de sistemas activos y pasivos de protección contra desprendimientos.....	741
<i>P. Benito de las Heras</i>	
Portales en condiciones difíciles. Túnel de Yanango	753
<i>Sánchez Rodríguez S., M. Prieto Domínguez and E. Silva Espiña</i>	
Prevención de inestabilidades en la contención de una excavación al pie de una ladera.....	765
<i>J. Castro, J. Casanueva, J. Cañizal, A. Da Costa and C. Sagaseta</i>	
Técnicas de estabilización tras la reactivación de un gran deslizamiento en Tolosa (Guipúzcoa).....	777
<i>Puell Marin F. and J. Marin Loeches</i>	

Estabilidad de laderas y taludes en presas y embalses

El desprendimiento en Cortes de Pallàs	785
<i>Elípe J.C. and J. Cervera</i>	
Problemas de inestabilidad en laderas rocosas de Guatemala	797
<i>Oteo J., C. Oteo, P. Sola and C. Rozas</i>	
Supervivencia de una tubería forzada apoyada en una ladera inestable	809
<i>E. Alonso and M. Sondon</i>	
Trabajos en Cortes de Pallás	822
<i>Greco M.</i>	

Estabilidad de taludes en rocas y análisis de desprendimientos

Análisis del desprendimiento rocoso de Son Poc (Mallorca) mediante modelización 3D	834
<i>Sarro R., R. M. Mateos, I. García-Moreno and G. Herrera</i>	
Cálculo de estabilidad de la rotura plana mediante continuidades cohesivas y friccionales en la cantera de Luque (Córdoba).....	845
<i>A. Daza, J. Gutiérrez-Ravé, G. Aroca, A. Viñals, J.L. Castillejo, G. López and F. Gavilán</i>	
Diseño y primeros resultados de tres ensayos de lanzamiento de bloques de roca para el estudio de la fragmentación	857
<i>Gili J.A., G. Matas, J. Corominas, N. Lantada, R. Ruiz, M.A. Núñez, O. Mavrouli, F. Buill, J. Moya, A. Prades, C. Puig, J. Martínez and Ll. Saló</i>	

Modelización de cunetas contra desprendimientos con CRSP-3D	869
<i>Yepes J., C. García-González and M. Franesqui</i>	
Modelización de desprendimientos rocosos considerando la fragmentación	881
<i>Matas G., N. Lantada, J. Corominas, J.A. Gili, R. Ruiz-Carulla and A. Prades</i>	
Modelo de fragmentación fractal para desprendimientos rocosos	893
<i>Ruiz-Carulla R., J. Corominas and O. Mavrouli</i>	
Simulación y análisis con CRSP 3D de factores condicionantes de la distancia de parada de los desprendimientos en taludes volcánicos.....	905
<i>Yepes J., C. García-González and M.A. Franesqui</i>	
¿Qué nos enseña la pared de Degotalls en Montserrat sobre los desprendimientos de roca?	917
<i>Marc Janeras Casanova</i>	

Estabilidad de taludes en vías de comunicación

Análisis de estabilidad y medidas correctoras en los taludes de la vía Cahuají - Cotaló (Ecuador).....	930
<i>J. Garzón-Roca, J. Company, N. Arias and V. Capa</i>	
Caracterización y modelización 2D y 3D de los desprendimientos del eskarpe de Cabrerizos (Salamanca).....	944
<i>Cuadrado J. and M.J. Rodríguez</i>	
Desprendimientos de taludes en las Carreteras del Estado en Cantabria en los últimos años (2011-2016)	955
<i>Collazos Arias F., L. Ayres Janeiro and S. Sánchez Matallanes</i>	
Estabilización de un deslizamiento en el Puerto de Pajares	967
<i>Fernández C., C. Oteo and P. Sola</i>	
Estabilización de un desmonte en la autovía Ex-A1	979
<i>Gómez A., A. Soriano Martínez and A. Soriano Peña</i>	
Estabilización de un talud en desmonte en la carretera A-2602; Los Pintanos - Puerto de Cuatro Caminos (Zaragoza)	991
<i>Pérez Picallo M.A., A. Gracia Bernal, J.M. Rico Romero and A. García Pérez</i>	
Estudio de riesgos geotécnicos en la A-316 (provincia de Jaén).....	1003
<i>Villegas I., J.M. Thode and F. Ureña</i>	
Estudio y estabilización del deslizamiento que afecta a la línea de ferrocarril Castejón Bilbao en las proximidades de la población de Alfaro (La Rioja)	1015
<i>Luis Serrano Martín and Manuel Bermejo Martínez</i>	
Hundimiento en el ramal de salida a Corrales de Buelna. Autovía A-67 (Cantabria).....	1027
<i>Collazos Arias F., J.L. García de la Oliva, G. Armijo-Palacio and S. Sanchez-Matellanes</i>	

Inestabilidad en Porciles (Asturias) y medidas de reparación.....	1039
<i>Uriarte J., J. M. Zamora, C. Oteo and P. Sola</i>	
Inestabilidades de ladera en una carretera de montaña: talud 23 de Port Ainé (Pirineo de Lleida)	1051
<i>Prat E., H. Rodríguez, F. López, M. Janeras, A. Ferré and J. Comellas</i>	
Inspección y mantenimiento de sistemas de protección contra desprendimientos rocosos en las carreteras de la Serra de Tramuntana de Mallorca.....	1063
<i>Rius J.M. and R. Aguiló</i>	
Metodología para la determinación de la peligrosidad y riesgo de los taludes en carreteras. Planificación y gestión de la inversión	1075
<i>J. Amigó, P. Ferrer and C. López</i>	
Taludes y laderas inestables de la Doble Vía Aloag - Santo Domingo (Ecuador). Problemática general y empleo de técnicas LIDAR y Dron.....	1086
<i>Montalvo Villacís P., S. Sánchez Rodríguez, J.D. López Valero and A. Estévez Pascual</i>	

Grandes deslizamientos

El deslizamiento de Pico de Navas (Burgos, España): una rotura causada por la fluidificación de arenas caoliníferas de las facies Utrillas	1098
<i>Sanz E., I. Menéndez, A. Lomoschitz and R. Galindo</i>	
El deslizamiento del Bec Vermell en la costa norte de Menorca (Baleares)	1108
<i>Roig F.X., J.M. Vilaplana, A. Rodríguez, J.A. Martín and B. Gelabert</i>	
Los movimientos en masa asociados a los depósitos morrenicos y áreas de cumbres de la Sierra de Urbión (Cordillera Ibérica)	1120
<i>Sanz de Ojeda P., E. Sanz, I. Menéndez and R. Galindo</i>	
Reconocimiento de los depósitos de debris avalanche de Gran Canaria: unos mega-deslizamientos poco conocidos.....	1130
<i>Lomoschitz Mora-Figueroa A., J. Hervás and R. Casillas</i>	

Influencia del agua en la estabilidad - Efecto del cambio climático

Aplicación del análisis espectral para la determinación de ciclos climáticos desencadenantes de deslizamientos. El caso de Mallorca	1142
<i>Luque J.A., R.M. Mateos, I. García, E. Pardo and G. Herrera</i>	
Desarrollo de un programa orientado a la caracterización del flujo en taludes.....	1154
<i>G. De la Morena, R. Balmaseda, E. Calcerrada, A.M. Díaz, L. Asensio and V. Navarro</i>	
El barranco de Portainé (Pirineo Central): un laboratorio in situ completo para el estudio de la actividad torrencial	1165
<i>J. Pinyol, M. Hürlimann, G. Furdada, M. Moysset, R. Palau, A. Victoriano, M. González, J. Moya, M. Guinau and C. Raimat</i>	

Generación de indicadores de erosión hídrica en taludes mediante un sistema automático de control.....	1177
<i>Fernández Jiménez A., E. Antuña Yudego, E. Álvarez Álvarez, A. Fernández Villán, J.L. Carús Candás, R. González Martínez and P. García</i>	

Modelización hidrogeológica y estudio de afección sobre la estabilidad de la ladera sito en el municipio de Ermua (Vizcaya).....	1189
<i>A. Larrea, Barral N., R. Husillos, R. Pérez, G. Fernández and J.M. De Luis</i>	

Pérdida de suelo en laderas bajo cambio climático. Procesos físicos, modelación predictiva y posibles estrategias de mitigación - el proyecto de investigación "Smucphy"	1200
<i>M Hürlimann, J. Vaunat, R. Oorthuis, J. Moya, C. Puig, F. Buill, A. Núñez, E. Romero, M. González and J. Pinyol</i>	

Mallas y redes de protección

Actuaciones de protección del Torrent del Forn y el río de La Comella frente a episodios de corrientes de derrubios para el proyecto de urbanización de la PP-SUR-17A	1212
<i>Villaró I., S. Riba, J. Altimir, V. Casals and J. Torrebadella</i>	

Análisis comparativo de las características mecánicas de diferentes membranas flexibles y la validación de los niveles de soporte ofrecidos para su empleo en sistemas flexibles de estabilización de taludes	1224
<i>Juan Antonio Torres Vila and Jesús Miguel Llano Flórez</i>	

Dimensionamiento de sistemas de contención flexible	1236
<i>J. Coll and R. Majoral</i>	

Empleo de redes de cable de acero en la estabilización de muros de escollera fallados. Caso práctico.....	1244
<i>Benito de las Heras P.A.</i>	

Experiencia en el empleo de sistemas flexibles de estabilización de taludes mediante el uso de mallas y redes como membranas de altas prestaciones y baja deformación reforzadas con cables horizontales	1257
<i>Juan Antonio Torres Vila and Jesús Miguel Llano Flórez</i>	

Influencia de los sistemas flexibles de estabilización de taludes de alta capacidad de soporte en la reducción global de costes para la estabilización de taludes respecto a las soluciones tradicionales.....	1269
<i>Juan Antonio Torres Vila, Jesús Miguel Llano Flórez and Héctor Peñalba Balbontín</i>	

Instrumentación y análisis de ensayos sobre pantallas dinámicas para la retención de rocas	1281
<i>Castanon L., E. Blanco and D. Castro</i>	

Las mallas para taludes y las nuevas normas internacionales ISO	1292
<i>R. Majoral and J. Coll</i>	

Simulación de dos pantallas dinámicas mediante FEM y calibración mediante ensayos in situ reales	1304
<i>L. Castanon-Jano, E. Blanco-Fernandez, D. Castro-Fresno and D. Ferreño</i>	

Modelación numérica

Aceleración de deslizamientos por efectos térmicos. Modelación mediante el Método del Punto Material.....	1313
<i>M. Alvarado, N.M. Pinyol and E.E. Alonso</i>	

Análisis cinemático de un deslizamiento lento de ladera mediante un modelo viscoplastico tridimensional de elementos finitos. El Portalet	1321
<i>Bru G., J.A. Fernández, J.C. García, G. Herrera and J. Fernández</i>	

Comparación de los métodos analíticos y numéricos en el cálculo de drenes verticales como técnica de mejora de terreno bajo terraplenes	1332
<i>S. Melentijevic and P. Martín</i>	

Mecanismos que controlan la velocidad de los deslizamientos	1344
<i>Pinyol Núria M., M.R. Scoppettuolo and E.E. Alonso</i>	

Relación entre la velocidad de movimiento y el factor de seguridad en grandes movimientos de ladera	1356
<i>Gómez R.</i>	

Restauración de taludes y laderas

El papel de la bioingeniería como herramienta sostenible para la estabilización de taludes	1368
<i>Valenzuela M.</i>	

Restauración hidrológica y ambiental del depósito de sobrantes de Balantxa (T.M. Hernani, Gipuzkoa).....	1375
<i>M.L. Giral Conde-Salazar, M. Azurmendi and S. Luzuriaga</i>	

Sismicidad y estabilidad de laderas

Análisis de susceptibilidad de las inestabilidades cosísmica de laderas en la región de Murcia	1387
<i>Tsige M., M.J. Rodríguez and I. García</i>	

Mecanismo de rotura de los grandes deslizamientos asociados a sismos en la Zona de Falla de El Salvador	1399
<i>Tsige M., I. García and M.J. Rodríguez-Paces</i>	

Proyecto Epilates: una estrategia para la evaluación de las incertidumbres asociadas a los mapas previsores de inestabilidades sismo-inducidas.....	1411
<i>Delgado J., J. Garrido, M.J. Rodríguez, M. Tsigé, J.M. Andreu, J.A. Peláez, J.J. Giner, J. Rosa, F. Llinares and C. Missori</i>	

Técnicas de auscultación

Análisis de series temporales de movimientos de ladera mediante herramientas Wavelet: Fundamento y ejemplos de aplicación	1423
<i>Tomás R., J.M. López Sánchez and Z. Li</i>	
Barrio de l'Estació (Sallent), de zona residencial a zona experimental. Monitorización de movimientos del terreno mediante el sistema Wi-GIM.....	1435
<i>Rodriguez X., J. Marturiá, F. López, P. Buxó, L. Mucchi, G. Gigli, A. Fornaciai, R. Schina and F. Trippi</i>	
Geotecnia sísmica y deformación por vibración en las capas: activa, no-saturada y profunda	1447
<i>A. Daza, J. Gutiérrez-Ravé, G. Aroca, M. Carreras, J. Valverde, I. Vega and P. Torralbo</i>	
La Campa de San Bernabe, un caso singular de inestabilidad de ladera.....	1461
<i>González-Gallego J., J.L. García de la Oliva and J. Moreno</i>	
Puigcercós: un laboratorio de campo para experimentar con los desprendimientos de rocas	1473
<i>Vilaplana J.M., M.J. Royán, A. Abellán, X. Blanch, M. Guinau, G. Khazaradze, C. Pérez, P. Roig, M. Tapia and E. Suriñach</i>	
Veinte años de auscultación del deslizamiento de Vallcebre (Pirineo Oriental): experiencias y lecciones aprendidas.....	1485
<i>Moya J., J. Corominas, J. A. Gili, A. Ledesma, A. Lloret and M. Mulas</i>	
¿Los desprendimientos del Tajo de San Pedro son una amenaza para la Alhambra de Granada?.....	1496
<i>F.J. Roldán, J.M. Azañón and J.L. Pérez</i>	

¿QUÉ HEMOS APRENDIDO DE LA DISTRIBUCIÓN ESPACIO-TEMPORAL DE LOS DESLIZAMIENTOS? EL CASO DEL BAJO DEBA (GUIPÚZCOA).

J. REMONDO

Departamento CITIMAC
Facultad de Ciencias
Universidad de Cantabria

RESUMEN

El análisis de la distribución espacial y temporal de deslizamientos permite comprender mejor la evolución de las laderas en el pasado y, a partir de ello, perfeccionar las predicciones sobre su comportamiento y consecuencias futuras.

Un inventario obtenido para una zona del noroeste de la provincia de Guipúzcoa, que abarca el periodo de tiempo comprendido entre mitad del siglo XX y el presente, ha sido clave para conocer la actividad de los deslizamientos en el pasado reciente y su relación con los principales factores causales. A partir de ello, se ha podido evaluar y cartografiar la susceptibilidad, peligrosidad y el riesgo debidos a los procesos de ladera.

En esta contribución se examinan una serie de resultados obtenidos durante los trabajos desarrollados a lo largo de las últimas décadas, en gran medida susceptibles de ser extrapolables y generalizables.

1. INTRODUCCIÓN

El número de desastres naturales parece haberse incrementado desde la segunda mitad del siglo pasado (Bonachea et al., 2009), si bien han crecido aún más los daños ocasionados (EM-DAT, 2016). Tales incrementos son muy superiores a los experimentados por la mayoría de los indicadores de desarrollo económico para el mismo periodo, lo que se traduce en que la gestión de los riesgos no se está haciendo con eficiencia, a pesar de existir una mayor concienciación social (Cendrero et al., 2006).

Los deslizamientos sensu lato (movimientos en masas) constituyen una de las mayores amenazas naturales, siendo una importante causa de riesgo natural en España. La mitigación de los daños causados por deslizamientos es tanto más efectiva cuanto mejor sea el conocimiento de los procesos de inestabilidad en el área.

El conocimiento de la actividad de los deslizamientos recientes, a través de inventarios de dimensión espacial y temporal, constituye una buena base sobre la que sustentar las predicciones cuantitativas sobre los deslizamientos futuros. Con tal intención, en esta conferencia se presentan las principales enseñanzas aprendidas sobre ello, a partir de las investigaciones desarrolladas a lo largo de las últimas décadas en la zona del Bajo Deba (Guipúzcoa).

El trabajo se ha llevado a cabo en estrecha colaboración con numerosos colegas fundamentalmente del Departamento de Ciencias de la Tierra y Física de la Materia Condensada, tal y como reflejan las referencias bibliográficas adjuntas.

El episodio de precipitación extrema de agosto de 1983, que afectó a todo el Cantábrico oriental como consecuencia de una gota fría, produciendo inundaciones y deslizamientos y causando numerosas víctimas y pérdidas económicas, supuso el inicio de los trabajos del Departamento con los procesos de ladera en esta zona. En respuesta a este desastre las diputaciones vascas emprendieron una serie de programas de cartografía de riesgos geológicos. Algunos años más tarde, varios sucesos tormentosos causantes de numerosos deslizamientos justificaron la evaluación de los mapas de riesgos recientemente elaborados.

A mitad de la década de los 90 se comenzaron a aplicar métodos estadísticos para el análisis de la susceptibilidad de deslizamientos, utilizando sistemas de información geográfica. La evaluación de los modelos se explotó intensamente para conocer la bondad de los mapas obtenidos y como criterio de comparación entre diferentes modelos. La concepción de los mapas de susceptibilidad como hipótesis a validar es algo evidente hoy en día, pero no era así entonces. Un aspecto decisivo que hizo posible la aplicación de estos procedimientos y herramientas fue la existencia de un banco de datos digital que la Diputación Foral de Guipúzcoa puso a disposición pública, anticipándose a lo que actualmente constituye una tendencia que se está generalizando globalmente.

2. EL INVENTARIO MULTITEMPORAL DE DESLIZAMIENTOS

A lo largo de los años se ha ido construyendo y actualizando un inventario que actualmente consta de 21 clases temporales que abarcan desde la segunda mitad del siglo XX hasta la actualidad (Remondo et al. 2005a; Bonachea et al. 2009; Rivas et al., 2016). Este inventario se ha confeccionado fundamentalmente a partir de la interpretación de fotografías aéreas con visión estereoscópica y reconocimiento en el campo (Figura 1). Las fotografías del siglo

pasado se interpretaban mediante estereoscopios, pero la captura digital de las imágenes por parte de los servicios cartográficos vascos para construir ortofotos supuso una limitación para la utilización de estereofotogramas. Esto se ha corregido recientemente con anáglifos que pueden visualizarse y tratarse tridimensionalmente vía internet. Otras fuentes de información utilizadas para perfeccionar el inventario han sido las publicaciones e informes técnicos, las noticias de periódicos y los datos de compañías aseguradoras. Los 21 periodos temporales de deslizamientos, determinados por las fechas de los vuelos a partir de los que se han identificados los deslizamientos, son más largos e irregulares para la segunda mitad del XX y con frecuencia anual para este siglo. Si consideramos que los deslizamientos superficiales que afectan al área de estudio dejan de ser reconocibles, por erosión y/o revegetación, pocos años después de su ocurrencia, puede haber un cierto sesgo en las clases temporales antiguas.



FIGURA 1. Deslizamientos correspondientes al periodo 1983-1985 (dentro de los círculos en la fotografía de la derecha). Estos deslizamientos han sido identificados en la fotografía de 1985 y no aparecen en la de 1983.

Las clases temporales de deslizamientos descritas se limitan a los deslizamientos superficiales del municipio de Deba (Guipúzcoa). Para otros tipos de movimientos en masa y para un área más amplia del Bajo Deba, los lapsos temporales son mucho más limitados. De todos los deslizamientos identificados, casi el 80 % son de tipo superficial y prácticamente todos son planares. Una descripción detallada de los movimientos en masas del área se presenta en Remondo (2001). Además de la información sobre localización, lapso temporal y tipología, existe un banco de datos para algunos movimientos en masa con información sobre la geometría, las posibles causas, los daños producidos, etc. A partir de estos datos se han establecido curvas de magnitud-frecuencia.

La variación de la frecuencia de deslizamientos a lo largo del lapso temporal que abarca el inventario (Figura 2) muestra un aumento de la actividad de deslizamientos de un orden de magnitud hasta los años 80 del pasado siglo (Remondo et al., 2005a) y una clara reducción desde principios de los años noventa (Rivas et al., 2016). Un análisis más detallado de las clases temporales inventariadas indica que corresponden con tres tipos de actividad diferentes:

periodos bien conocidos en los que se producen numerosos deslizamientos y flujos, otros lapsos temporales con pocos deslizamientos y generalmente de menor tamaño y, por último, intervalos temporales sin deslizamientos (Remondo et al., 2017).

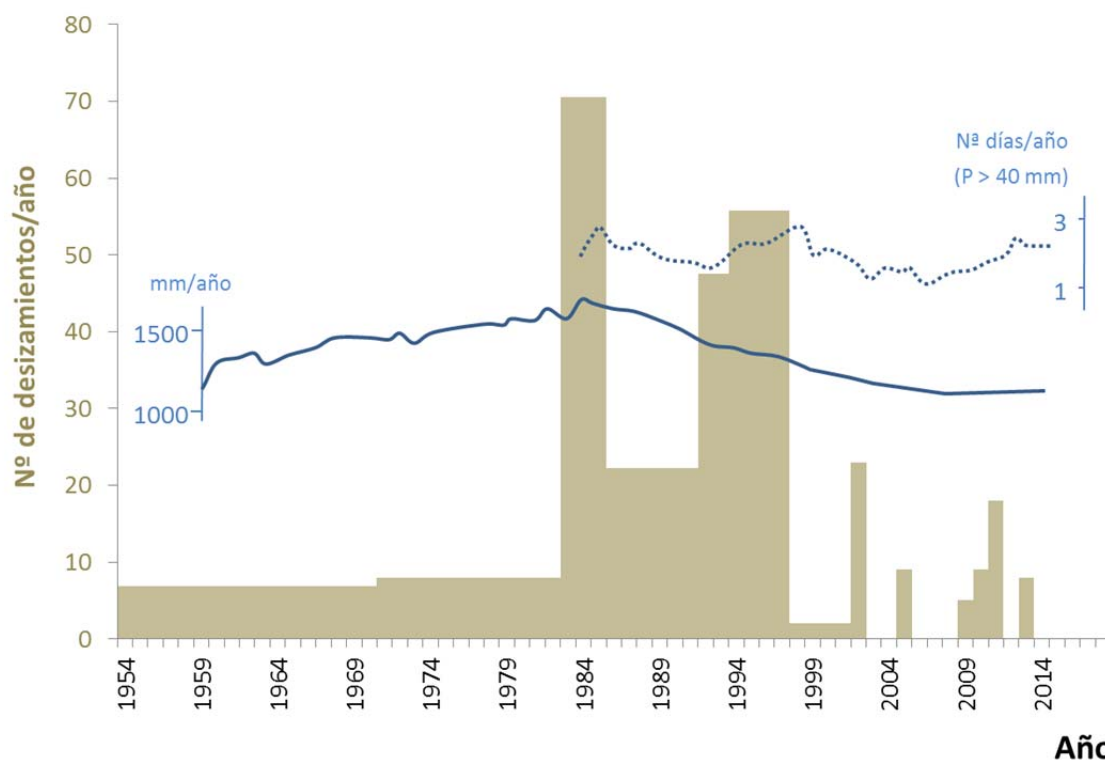


FIGURA 2. Frecuencia de deslizamientos y tendencia observada en la precipitación, representada por la precipitación total anual (media móvil, 10) y por la media móvil (10) del número de días con precipitación superior a 40 mm.

3. SOBRE LOS FACTORES CAUSALES

Las precipitaciones intensas constituyen el principal factor desencadenante de deslizamientos superficiales en esta zona (Remondo et al. 2003a; 2005a). Esta relación directa entre precipitación y deslizamientos se conoce bien, incluso por experiencia de los habitantes locales. Sin embargo no es fácil establecer correlaciones cuantitativamente con los datos disponibles, fundamentalmente debido a que carecen de precisión sobre la fecha de ocurrencia de los deslizamientos y sobre las precipitaciones, excepto en muy contados casos. Las variaciones de la precipitación total anual y de las tormentas no muestran relaciones claras (Remondo et al., 2005a). Sin embargo, tal y como se observa en la figura 2, la media móvil de la precipitación total anual oscila de manera similar a la frecuencia de deslizamientos.

Además, en estudios recientes se ha observado que las variaciones observadas en el número

de tormentas anuales se correlacionan relativamente bien con las oscilaciones en la actividad de los deslizamientos (Rivas et al. 2016, Remondo et al. 2017). Asimismo, se han identificado seis episodios de precipitación extremos, que pueden definirse como MORLE, Multiple Occurrence Regional Landslide Event (Crozier, 2005), y que son responsables de la mayor parte de los deslizamientos superficiales del área. Aunque aún con carácter preliminar, se han establecido relaciones cuantitativas de intensidad-duración (Rivas et al., 2016).

Datos recogidos en campañas de campo reflejan que aproximadamente el 7% de los movimientos inventariados tienen evidencias claras de haber sido causados por actividades humanas y en otro 30% de los casos se ha señalado una posible causa antrópica (Remondo et al., 2005a). Las infraestructuras tienen un efecto directo al desencadenar movimientos en las laderas artificiales, pero también influyen indirectamente de forma más difusa sobre la actividad de los deslizamientos, como se desprende de la disminución de la densidad con la distancia a carreteras (Bruschi et al., 2013a, b). La densidad de deslizamientos es también mayor en áreas con cambios de usos del suelo, sobre todo cuando los usos se transforman en prados o cultivos. La comparación entre diferentes indicadores de cambios de usos y las tasas de sedimentación abundan en la misma relación causa-efecto.

Tal y como describen Remondo et al. (2005b) y Bonachea et al. (2009), para la zona de estudio y otras regiones del mundo, parece que una intensificación de la intervención humana sobre el territorio podría estar causando, de forma difusa y generalizada, un creciente impacto humano sobre la superficie del terreno que incrementaría la predisposición de las laderas a la inestabilidad.

La actividad erosiva marina juega un importante papel desencadenante en los acantilados costeros. En el interior, se han observado solo unos pocos casos en los cuales el socavamiento basal, producido por el río Deva o por alguno de sus tributarios, hubiera originado deslizamientos en las últimas décadas.

A pesar de que no hay ninguna evidencia, la actividad sísmica podría contemplarse a priori como un factor desencadenante, especialmente considerando que el área de Guipúzcoa es la que presenta una sismicidad más elevada en toda la cornisa cantábrica (Díaz de Terán et al., 1997). No obstante, un análisis de los terremotos registrados en las últimas cuatro décadas muestra que solo ha habido 26 eventos con una magnitud superior a 2,5, alcanzado el máximo sismo 3,6 (Bruschi et al., 2013).

3. SOBRE LA SUSCEPTIBILIDAD

Uno de los aspectos que más se ha desarrollado en esta zona son los estudios de análisis y cartografía de la susceptibilidad de deslizamientos mediante procedimientos probabilísticos. En este sentido, se han aplicado de forma intensiva numerosos procedimientos estadísticos. La hipótesis de trabajo se basa en que la correlación entre los deslizamientos ocurridos en el

pasado reciente y una serie de variables espaciales relacionadas con la inestabilidad, proporciona las claves para predecir la distribución espacial de los deslizamientos del futuro.

Las variables causales consideradas en el análisis estadístico tienden a reflejar las condiciones físicas que condicionan los deslizamientos, de acuerdo con un modelo de rotura específico para cada tipo de deslizamiento. En el caso de los deslizamientos superficiales que afectan al regolito de alteración se ha partido de numerosas variables relacionadas con la geometría de las laderas, la cobertura vegetal y los usos del suelo, la litología, el espesor del regolito, las condiciones hidrológicas, etc. Solo las variables más significativas estadísticamente han sido finalmente utilizadas en los diferentes estudios. Algunos parámetros condicionantes del proceso no pueden obtenerse para toda una zona con tiempos y costes razonables. De igual manera, algunas variables no reproducen con suficiente fidelidad la realidad. En consecuencia las variables utilizables son solo una parte mínima de las que realmente deberían incorporarse a la predicción.

El análisis de las relaciones estadísticas se ha llevado a cabo mediante numerosas técnicas, aunque las más utilizadas han sido las basadas en las Funciones de Favorabilidad (Chung y Fabbri, 1993, 2008; Remondo et al., 2003a), interpretadas mediante la probabilidad condicionada de Bayes, el Factor de Certidumbre, la Relación de Probabilidades (*Likelihood Ratio*) o las funciones de pertenencia difusa de la Teoría de los Conjuntos Difusos (Remondo et al., 2003a; 2005b). Otras técnicas analíticas utilizadas han sido: Análisis Discriminante (Remondo, 2001; Redes Neuronales Artificiales, MLP (Melchiorre et al., 2006); Regresión Logística, *Multiple Adaptive Regression Splines*, *Classification and Regression Trees* y *Maximun Entropy* (Felicísimo et al. 2013).

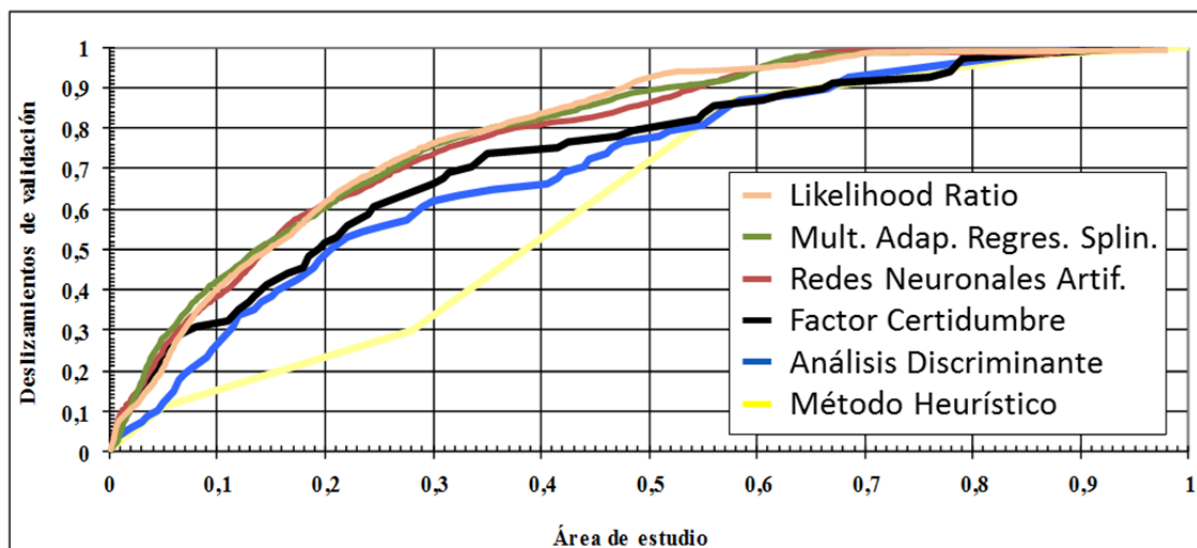


FIGURA 3. Comparación entre las curvas de validación cruzada relativas a varios de los modelos de susceptibilidad obtenidos para la zona mediante diferentes técnicas analíticas. A partir de estas curvas se comprende mejor la capacidad de predicción de los modelos y se pueden comparar los modelos entre sí.

Las diferentes técnicas aplicadas parten de distintos principios, se fundamentan en suposiciones diversas y difieren mucho desde el punto de vista del procedimiento. No obstante, los resultados obtenidos, aunque con ligeras diferencias, son muy parecidos (Figura 3), de manera que para perfeccionar los mapas de susceptibilidad habrá que mejorar no tanto las técnicas analíticas, sino fundamentalmente el banco de datos sobre las variables condicionantes y el inventario de deslizamientos (Remondo et al., 2003b).

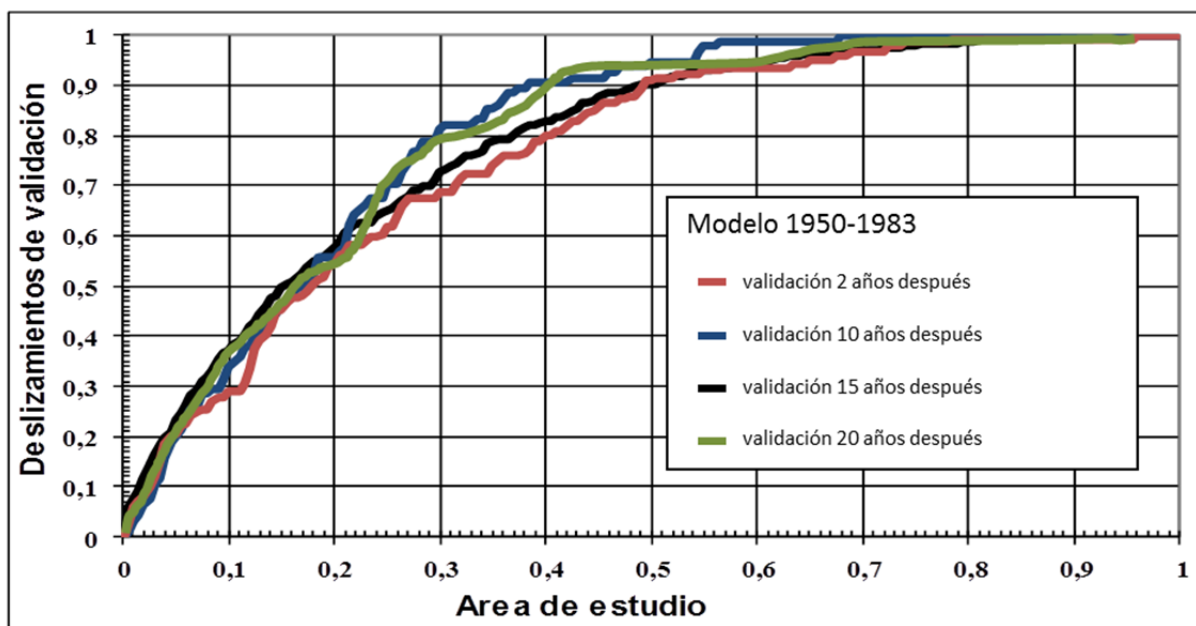


FIGURA 4. Evaluación de un modelo de susceptibilidad de una pequeña sub-área, construido con los deslizamientos previos a 1983 y validado con los deslizamientos ocurridos, 2, 10, 15 y 20 años después. A pesar de las variaciones observables, la banda que engloba las curvas es indicativa de la bondad del modelo y su anchura de la incertidumbre. La relativa estabilidad de la capacidad de predicción de los diferentes valores (clases) del modelo confirma, hasta cierto punto, la hipótesis uniformitarista en la que se asienta el modelo y justificaría la transformación del modelo de susceptibilidad en un modelo de peligrosidad.

Todos los modelos de susceptibilidad obtenidos han sido evaluados para conocer su capacidad de predicción (Fabbri et al., 2003; Remondo et al., 2003a, b, 2008; Melchiorre et al., 2006; Bonachea et al., 2009; Felicísimo et al., 2013). Se han aplicado diferentes técnicas de validación pero las más utilizadas han sido las de curvas de predicción. De igual manera, la validación cruzada se ha basado en diferentes estrategias para generar muestras independientes de deslizamientos para analizar y validar. De todas ellas, la separación de muestras aleatoriamente y la utilización de conjuntos temporales de deslizamientos (habitualmente los antiguos para evaluar la susceptibilidad y muestras más recientes para su contrastación) han sido las más utilizadas. La validación ha servido además como herramienta para comparar diferentes métodos de análisis, para identificar las variables más relevantes, para estimar errores y comprender mejor la incertidumbre y, a la postre, para refinar los modelos de susceptibilidad. El inventario multi-temporal de deslizamientos ha permitido

además comparar algunos modelos con los deslizamientos ocurridos en sucesivos periodos de tiempo posteriores, lo que implica una validación de la suposición uniformitarista en la que está basada la modelización de la susceptibilidad (Figura 4). En consecuencia, los modelos de susceptibilidad obtenidos pueden transformarse en modelos de riesgo.

4. SOBRE LA PELIGROSIDAD Y EL RIESGO

Para modelizar la peligrosidad a partir de la susceptibilidad es necesario considerar la frecuencia futura, la propagación ladera abajo y la magnitud. Los mapas de susceptibilidad obtenidos y validados, tal y como se ha descrito anteriormente, se han transformado en mapas de peligrosidad, suponiendo una serie de escenarios, tal y como se describe en Remondo et al., 2005b; 2008; Bonachea et al., 2016; este volumen). Los escenarios diseñados se han basado en las tendencias observadas en la frecuencia de deslizamientos del pasado y/o en las relaciones existentes entre los deslizamientos y los factores desencadenantes (lluvia en este caso) (Figura 5). Otros modelos de peligrosidad podrían derivarse de las curvas de magnitud-frecuencia obtenidas. Esta línea de investigación está aún en un estado incipiente.

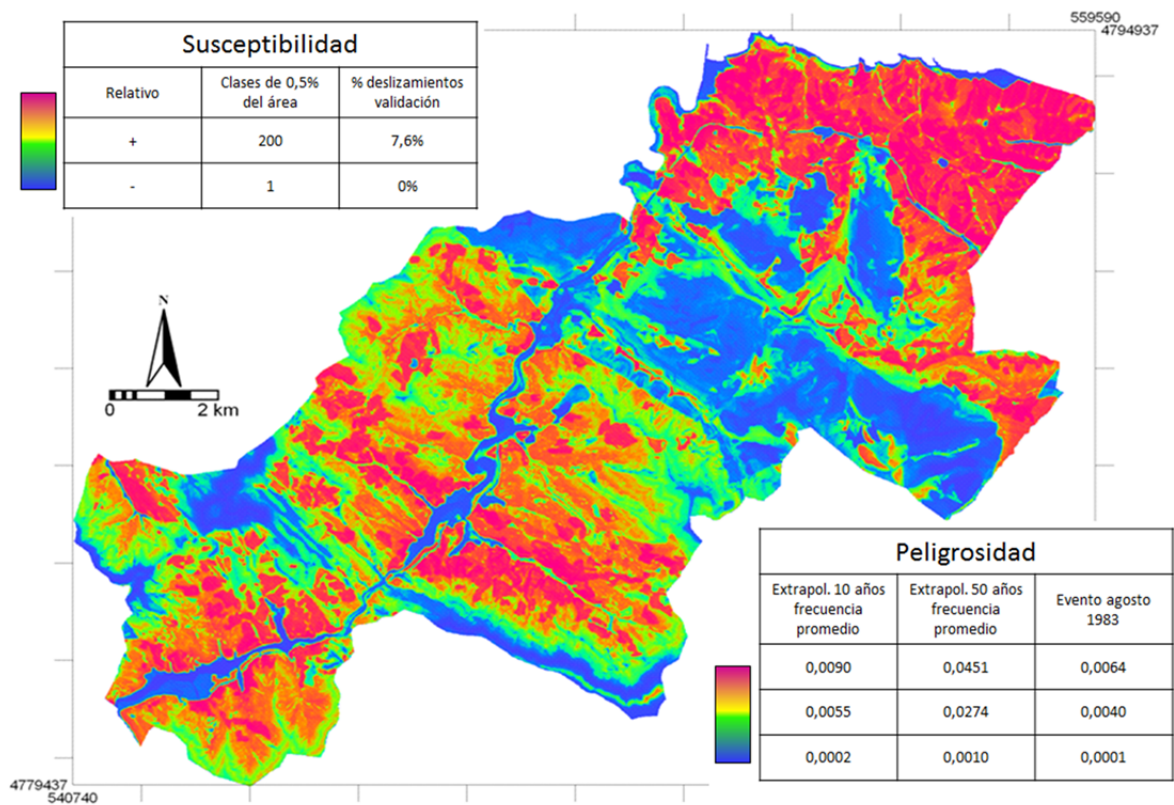


FIGURA 5. Mapas de susceptibilidad y peligrosidad elaborados a partir del inventario multi-temporal.

A partir de las investigaciones desarrolladas en esta zona, Remondo et al. (2005b, 2008) y Bonachea et al. (2009) han propuesto un procedimiento para elaborar mapas de riesgo, que incluye métodos para estimar la peligrosidad, la vulnerabilidad y el riesgo. Todo el procedimiento está basado en un inventario detallado, tanto de la ocurrencia de los deslizamientos como de los daños causados.

El método propuesto para estimar cuantitativamente la vulnerabilidad de elementos materiales como infraestructuras viarias, terrenos y edificios, se basa en la comparación entre daños registrados y valor de los elementos (Remondo et al., 2008; Bonachea et al., 2009). Los valores de vulnerabilidad así obtenidos pueden combinarse con los de la peligrosidad y exposición para elaborar mapas de riesgo directo. Asimismo se ha propuesto una metodología para evaluar el riesgo indirecto a escala media.

A pesar de los avances realizados, la evaluación de los modelos de riesgos obtenidos es todavía un asunto pendiente. Las escasas evaluaciones efectuadas muestran coincidencias razonablemente buenas (Bonachea et al., 2009). Sin embargo, es preciso, ampliar el inventario de deslizamientos, cubriendo periodos más largos con información sobre daños, de manera que se puedan contrastar los resultados.

Los mapas de susceptibilidad, peligrosidad y riesgo descritos anteriormente tienen distintas utilidades, pero en conjunto, los diferentes productos cartográficos constituyen herramientas que facilitan la toma de decisiones, haciendo posible una mejor gestión del riesgo encaminada a reducir las consecuencias no deseadas de la actuación de los procesos.

5. ALGUNAS CONSIDERACIONES FINALES

Las herramientas y técnicas utilizables para inventariar y caracterizar deslizamientos se han desarrollado extraordinariamente en las últimas décadas. No obstante es preciso aplicar tales avances para obtener series espacio-temporales de deslizamientos más amplias y representativas del contexto geodinámico en el que se desarrollan los procesos. Sin esto, no se podrá tener una perspectiva suficientemente amplia como para poder hacer predicciones sobre el comportamiento de estos procesos en el futuro. El inventario multi-temporal presentado constituye un buen ejemplo en el que basar análisis como los aquí mostrados.

La generalización de los sistemas de información geográfica, de las bases de datos cartográficas y el gran desarrollo de métodos y técnicas de análisis de datos espaciales, han constituido una verdadera revolución para evaluar y cartografiar la susceptibilidad, la peligrosidad y el riesgo. Sin embargo, los diferentes procedimientos aún están insuficientemente contrastados, lo que se traduce en escasos resultados en los que basar criterios de buena práctica, generalizables y extrapolables. La validación de los resultados si bien es ya una práctica habitual, no siempre se realiza con suficiente rigor.

Se debe profundizar en las causas de los deslizamientos, especialmente en la influencia de la actividad humana sobre los mismos. Estamos inmersos en un contexto de cambio global que parece estar provocando un incremento en la actividad de los procesos superficiales y sobre todo en los riesgos que éstos producen. Sin comprender adecuadamente la influencia de este cambio global difícilmente se podrán hacer buenos pronósticos.

REFERENCIAS

- Bonachea, J., Remondo, J., Díaz de Terán, J.R., González-Díez, A., and Cendrero, A., 2009. Landslide risk models for decision making. *Risk Analysis*, 29(11): 1629-1643.
- Bonachea, J., Remondo, J., Rivas, V., Sánchez-Espeso, J., Bruschi, V.M., Cendrero, A., Díaz de Terán, J.R., Fernández-Maroto, G., Gómez-Arozamena, J., González-Díez, A. and Sainz, C., 2016. Desarrollo de escenarios de peligrosidad y riesgo por deslizamientos (proyecto Esperides). In: J.J. Durán, M. Montes, A. Robador and Á. Salazar (Editors), Madrid: Instituto Geológico y Minero de España, Actas de la XIV Reunión Nacional de Geomorfología, Málaga, pp. 205-212.
- Bruschi, V.M., Bonachea, J., Remondo, J., Gómez-Arozamena, J., Rivas, V., Barbieri, M., Capocchi, S., Soldati, M. and Cendrero, A., 2013a. Land Management Versus Natural Factors in Land Instability: Some Examples in Northern Spain. *Environmental Management*, 52 (2): 398-416.
- Bruschi, V.M., Bonachea, J., Remondo, J., Gómez-Arozamena, J., Rivas, V., Mendez, G., Naredo, J.M. and Cendrero, A., 2013b. Analysis of the geomorphic systems' response to natural and human drivers in northern Spain: Implications for global geomorphic change. *Geomorphology*, 196: 267-279.
- Cendrero, A., Remondo, J., Bonachea, J., Rivas, V., and Soto, J. 2006. Sensitivity of landscape evolution and geomorphic processes to direct and indirect human influence. *Geografía Física e Dinámica Cuaternaria*, 29(2):125-137.
- Chung, C.F. and Fabbri, A., 1993. The representation of geoscience information for data integration. *Nonrenewable Resources*, 2(2): 122-139.
- Chung, C.F. and Fabbri, A., 2008. Predicting future landslides for risk analysis-spatial models and cross-validation of their results. *Geomorphology*, 94(34): 438-452.
- Crozier, M.J. 2005. Multiple-occurrence regional landslide events in New Zealand: hazard management issues. *Landslides*, 2: 247-256.
- Díaz de Terán, J.R., Cendrero, A., Araña, V., Badiola, E.R., Berga, L., Carracedo, J.C., Chacón, J., Coello, J., Corominas, J., Dabrio, C.J., Durán, J.J., Elízaga, E., Ferrer, M., García Fernández, M., Garzón, M.G., González Díez, A., Goy, J.L., López Martínez, J., Martínez-Goytre, J., Mexcua, J., de la Nuez, J., Salinas, J.L., Soler, V., del Val, J., Zaza, C. 1997. Geomorphological hazards in Spain. En: C. Embleton, C. Embleton-Hamann (Editores.), *Geomorphological Hazards of Europe*. Elsevier, Amsterdam, pp. 429-456.
- EM-DAT., 2016. The OFDA/CRED International Disaster Database. www.em-dat.net - Université Catholique de Louvain - Brussels-Belgium.
- Fabbri, A.G., Chung, C.F., Cendrero, A. and Remondo, J. 2003 Is prediction of future landslides possible with a GIS? *Natural Hazards*, 30: 487-499.
- Felícísimo, A., Cuartero, A., Remondo, J. and Quirós, E. 2013. Mapping landslide susceptibility with logistic regression, multiple adaptative regression splines, classification and regression trees, and maximum entropy methods: a comparative study. *Landslides*, 10: 175-189.
- Melchiorre, C., Matteucci, M. and Remondo, J. 2006. Artificial Neural Networks and Robustness

- Analysis in Landslide Susceptibility Zonation. International Conference on Neural Networks, Vancouver, Canada, pp: 4375-4381.
- Remondo, J. 2001. Elaboración y validación de mapas de susceptibilidad de deslizamientos mediante técnicas de análisis espacial, Ph.D. thesis, Universidad de Oviedo, Spain.
- Remondo, J., González-Díez, A., Díaz de Terán, J.R., Cendrero, A. 2003a. Landslide susceptibility models utilizing spatial data analysis techniques. A case study from the Lower Deba Valley, Guipúzcoa (Spain). *Natural Hazards*, 30: 267-279.
- Remondo, J., González, A., Díaz de Terán, J.R., Cendrero, A., Fabbri, A., Chung, C.J.F. 2003b. Validation of landslide susceptibility maps; examples and applications from a case study in Northern Spain. *Natural Hazards*, 30: 437-449.
- Remondo, J., González-Díez, A., Soto, J., Díaz de Terán, J.R. and Cendrero, A., 2005a. Human impact on geomorphic processes and hazards in mountain areas. *Geomorphology*, 66:69-84.
- Remondo, J., Bonachea, J. and Cendrero, A., 2005b. A statistical approach to landslide risk modelling at basin scale: from landslide susceptibility to quantitative risk assessment. *Landslides*, 2: 321-328.
- Remondo, J., Bonachea, J. and Cendrero, A., 2008. Quantitative landslide risk assessment and mapping on the basis of recent occurrences *Geomorphology*, 94:496-507.
- Remondo, J., Bonachea, J., Rivas, V., Sánchez-Espeso, J., Bruschi, V., Cendrero, A., Díaz de Terán, J.R., Fernández-Maroto, G., Gómez-Arozamena, J., González-Díez, A. and Sainz, C. 2017. Landslide hazard scenarios based on both past landslides and precipitation. En: M. Mikoš, B. Tiwari, Y. Yin y K. Sassa (Editors), *Advancing Culture of Living Landslides*, Vol. 2, *Advances in Landslide Science*, Set 2. Springer, pp. 981-988.
- Rivas, V., Remondo, J. and Bonachea, J., 2016. Análisis de las relaciones entre precipitación y actividad de deslizamientos en el pasado reciente (NO Guipúzcoa). *Geo-Temas*, 16(1): 633-636.

ANÁLISIS Y CORRECCIÓN DE PATOLOGÍAS EN EL ÁMBITO DE LA RED DE CARRETERAS DEL ESTADO

José Luis García de la Oliva

Laboratorio de Geotecnia del CEDEX

RESUMEN

En la presente comunicación se recoge una muestra de la actividad del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en relación con el estudio y planteamiento de medidas de corrección de patologías en el ámbito de las obras lineales, orientada especialmente a situaciones relacionadas con procesos de inestabilidad de desmontes o laderas.

Es un tipo de actividad tradicional del Laboratorio de Geotecnia, especialmente centrada en las patologías surgidas en la red de carreteras competencia de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.

Se presentan una serie de casos, seleccionados por la importancia de las actuaciones, su singularidad, el procedimiento de análisis empleado o por el hecho de ser representativos de patologías relativamente frecuentes.

1. INTRODUCCIÓN

El Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), es un Organismo Autónomo adscrito al Ministerio de Fomento que depende funcionalmente de éste y del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, cuyas funciones son las de asistencia técnica, asesoramiento, colaboración y difusión de todas aquellas materias tecnológicas que tienen relación con la obra pública y el medio ambiente asociado.

Históricamente el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX ha colaborado con la Dirección General de Carreteras en el estudio de las diferentes patologías surgidas en la red de carreteras de su competencia y en el planteamiento de las actuaciones correctoras.

La red de carreteras de España tiene unos 166.000 kilómetros, de los cuales 26.000 km están gestionados por la Administración Central y recogen el 51,2% del tráfico total y el 62,8% del tráfico pesado. De la totalidad de la red, 15.000 km son vías de gran capacidad (autopistas de peaje, libres y autovías). La conservación de estas infraestructuras en un entorno con los complejos condicionantes orográficos y geológico geotécnicos que se presentan en España supone un importante esfuerzo económico y técnico.

En los puntos siguientes se presentan una serie de ejemplos representativos de esta actividad del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX. Se han seleccionado por la importancia de las actuaciones, su singularidad o por el hecho de ser representativos de casos relativamente frecuentes.

2. PATOLOGÍAS DE DESMONTES. DESMONTE DE LA AUTOVÍA A-7

Introducción

Las patologías relacionadas con inestabilidades de desmontes o laderas naturales han dado lugar a las actuaciones de mayor envergadura en el ámbito de la actividad del Laboratorio de Geotecnia con la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.

En los puntos siguientes se describe la problemática de un desmonte existente en la autovía A-7 en la zona de la costa de Granada, en el tramo entre Adra y Motril. Esta zona, debido a su particular configuración tectónica, lito-estructural y orografía, el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX ha participado en los últimos años en diversos estudios para la estabilización de grandes desmontes y laderas.

En esta ponencia se trata el caso reciente de un gran deslizamiento, en mármoles y filitas, con 80m de desnivel, 370m de longitud y 225m de distancia desde la calzada hasta las grietas de cabecera.

La existencia de una gran balsa de agua, en la zona alta de la ladera, a 60m de distancia de las grietas de cabecera ha condicionado el estudio y solución de la patología para asegurar que la misma no se vea afectada por la inestabilidad.

Se ha realizado una extensa campaña de investigación en la que se han ejecutado 14 sondeos con instalación de inclinómetros y piezómetros, y 120 puntos de control topográfico.

La singular cinemática del movimiento y orografía de la ladera han motivado que para el cálculo de estabilidad y soluciones se haya optado por hacer una modelización numérica que incluya tanto cálculos 2D, que son más habituales y que permiten una mayor versatilidad, como 3D que son los que, en este caso concreto, se considera que reproducen el problema de una manera más acertada.

La autovía A-7 transcurre paralela a la costa y muy próxima a la misma (Figura 1), entre las localidades de Adra y Motril. En esta zona, de orografía muy complicada, las pendientes de las laderas naturales son muy acusadas (20° - 35°) por lo que el trazado se caracteriza por grandes desmontes en los taludes del lado montaña (norte).



Figura 1. Vista extraída de Google Earth del trazado de la A7 entre Adra y Motril.

Si algo caracteriza, desde el punto de vista geológico, especialmente a esta zona es la superposición en el espacio de un número elevado de mantos de cabalgamiento, alternándose, en la vertical, capas con diferentes grados de metamorfismo y distintas edades.

En esta zona, en concreto, existe un manto de cabalgamiento, en materiales triásicos, de una unidad de mármoles sobre filitas, cuarcitas y calcoesquistos.

Estos mármoles, a consecuencia de los movimientos que han sufrido, se encuentran muy fracturados lo que ha facilitado la aparición de procesos de disolución, encontrando estructuras típicamente kársticas tanto en superficie como en profundidad. Los mármoles resultan muy permeables a través de la red de fracturas llegando el agua con gran rapidez a las filitas sobre las que están apoyados.

Los cabalgamientos que fueron apilando materiales de sur a norte provocaron que tanto la esquistosidad como las superficies de contacto entre diferentes materiales tengan una dirección de buzamiento general hacia el Sur. En la Figura 2 se puede apreciar un corte, a escala regional, en dirección NNO-SSE del entorno de la zona de estudio y en la Figura 3, un detalle del corte geológico en la zona en la que se han desarrollado las obras de construcción de la autovía. Se aprecia la orientación general de la esquistosidad y de los planos de contacto con buzamiento hacia el mar.

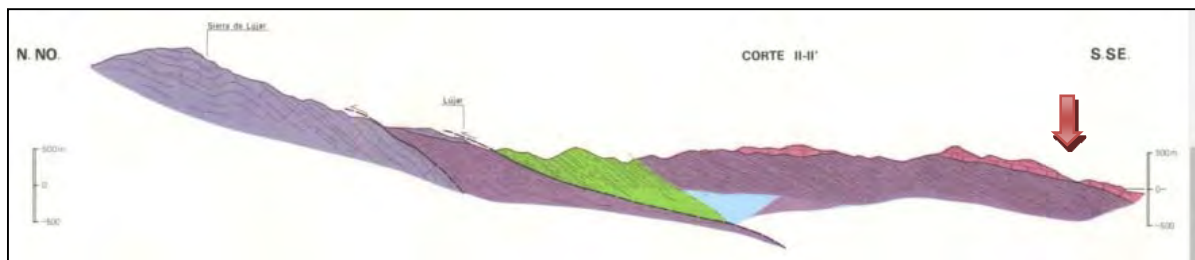


Figura 2. Corte geológico general del Sistema Bético por la zona en la que se han desarrollado las obras.

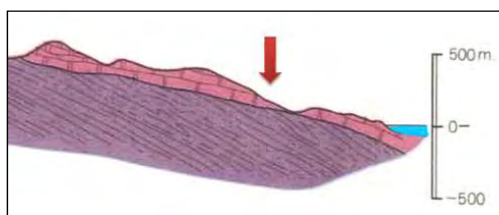


Figura 3. Detalle del corte geológico en la zona de estudio

En la zona de estudio se encuentran unas filitas grises con una esquistosidad que, en general, presenta buzamientos suaves hacia el SSO. Sobre estas filitas se sitúan, mediante contacto mecánico, unos mármoles principalmente dolomíticos.

Las filitas pertenecen a una unidad de cuarcitas, filitas cuarcíticas y filitas, y calcoesquistos, con presencia local de yesos, a la que se atribuye una edad permotriásica. En los sondeos realizados esta unidad aparece con grados de alteración muy altos (IV-V), con aspecto de materiales arcillosos poco competentes.

Los mármoles se engloban en una unidad compuesta por mármoles calizos y dolomíticos y mármoles bandeados. En su base presenta calcoesquistos (estos calcoesquistos no se han identificado en la zona de estudio).

En las fracturas y zonas de disolución existentes en los mármoles se pueden encontrar materiales arcillosos propios de relleno de dolinas y cavidades. También en la zona superior es común encontrar depósitos coluviales formados por limos y arcillas que engloban cantos de mármoles calizos y dolomíticos.

En esta zona el plano de contacto entre las filitas y los mármoles buza entre 10° y 15° hacia el SSO. Esta orientación, tanto de los planos de esquistosidad como del contacto entre las dos unidades, unida al trazado de la autovía en esta zona (NO-SE) es, desde el punto de vista de la estabilidad de los taludes, claramente desfavorable.

Al tratarse de mantos de cabalgamiento muchas capas están desplazadas respecto a las que las rodean por lo que el ángulo de rozamiento de estas superficies puede ser próximo al residual.

Descripción de la patología

El talud está excavado a media ladera, siendo una trinchera muy asimétrica, teniendo una altura máxima de unos 80m en la margen del lado montaña y 15m en el lado mar. Su longitud es de 370 m, teniendo dos zonas claramente diferenciadas.

En la primera de ellas, entre los pp.kk. 0+250 y 0+420, el pie del talud está excavado en filitas (mármoles en cabecera) y su la inclinación media es de 25°. En la segunda, entre los pp.kk. 0+420 y 0+620, el talud está excavado en toda su altura en mármoles dolomíticos con una pendiente en sus taludes de 60° y una berma intermedia.

En el talud aparecen básicamente dos materiales, las filitas en su parte inferior y sobre ellas, a través de un contacto mecánico, los mármoles dolomíticos. El plano de contacto, deducido con tres de los sondeos realizados, tiene una dirección de buzamiento de 207° y un buzamiento de 11° lo que hace que aparezca de forma oblicua en el talud, dejando las dos zonas diferenciadas que se han mencionado en el párrafo anterior. Los mármoles se encuentran bastante fracturados y con procesos de disolución bastante desarrollados.

En la Figura 4 se muestra una vista aérea en la que se aprecian claramente las dos partes del talud. En línea azul se ha representado el contacto entre las filitas y los mármoles.



Figura 4. Vista general del talud donde se aprecian las dos partes diferenciadas y la zona delimitada por las grietas más exteriores.

En la Foto 1 se aprecia la zona de transición entre las dos partes diferenciadas del talud.

En el talud, durante la fase de ejecución, se produjeron algunas inestabilidades que afectaron fundamentalmente a la zona de filitas. Para paliar estas inestabilidades se ejecutó un muro de escollera en la base y unas costillas drenantes en una de las zonas que habían presentado

síntomas de inestabilidad. En la Foto 2, tomada el 23/12/2014 se aprecia una de las inestabilidades en la zona de filitas que queda justo por debajo de los mármoles.



Foto 1. Detalle de la transición entre el talud en mármoles y el de filitas



Foto 2. Vista en fase de obra (23/12/2014). Se aprecia una zona inestable en las filitas inferiores.

En la Foto 3 se muestra otra de las inestabilidades que se produjo durante la fase de obra con el talud excavado hasta cota de rasante y la escollera de protección en fase de ejecución. En ese periodo empezaron a marcarse grietas en la zona superior a la cabecera del talud.



Foto 3. Vista de la inestabilidad que se produjo con el talud ya excavado hasta cota de rasante. 28/7/2015

Las grietas fueron extendiéndose marcando claramente una zona inestable que afectaba a gran parte del desmonte. En el pie del talud y en la calzada aparecieron deformaciones que parecían indicar una posible salida del movimiento. En la Figura 4 recogida anteriormente se marca con una línea roja la zona delimitada por las grietas más exteriores.

En la Foto 4 y en la Foto 5 se muestran las grietas de la zona de cabecera más alejadas de la calzada, desde estas grietas hasta la autovía hay 225m de distancia y 80m de desnivel. Se aprecia en la Foto 4 un claro salto que indica el hundimiento de la zona de cabecera de la ladera y que es de mayor dimensión que la su apertura.

La rigidez de los mármoles contribuyó a que estas grietas marcaran rápidamente y con nitidez la geometría del movimiento. En las paredes de las grietas se han encontrado signos de disolución y circulación de agua.



Foto 4. Detalle de las grietas de cabecera más alejadas de la calzada



Foto 5. Grietas de cabecera en la zona inferior a la balsa de agua

En la Foto 6 y en la Foto 7 se muestran las deformaciones existentes en la calzada como consecuencia del movimiento de la ladera. Se aprecian ondulaciones y levantamientos del firme así como un claro desplazamiento lateral de la mediana. Las mayores distorsiones se han producido en los carriles interiores y en la mediana lo que ha obligado a mantener el tráfico por los carriles exteriores.



Foto 6. Vista de las deformaciones en el firme y mediana.



Foto 7. Detalle del levantamiento del firme en los carriles interiores de la calzada

La información disponible parece indicar claramente que la salida del deslizamiento por su pie está situada en la zona media de la calzada, en los carriles centrales.

Investigación realizada

Se ha realizado una investigación exhaustiva para conocer la cinemática del movimiento y obtener los datos necesarios para plantear soluciones a la patología existente en la ladera.

Con el objetivo de investigar las litologías, hidrogeología del macizo e identificar las superficies de rotura, se planteó la ejecución de 13 sondeos con profundidades entre 15m y 60m. Tres de estos sondeos (S1, S2 y S3) ya se habían ejecutado, con la aparición de las primeras grietas (mayo de 2015) en la fase inicial de estudio, antes de la intervención del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX.

Los sondeos S2 y S14p se equiparon con tubería de pvc ranurada para conocer la posición y fluctuaciones del nivel freático.

El resto de sondeos quedaron equipados con tubería inclinométrica para poder identificar las posibles deformaciones del terreno y superficies de rotura.



Figura 5. Vista de la ubicación de los sondeos ejecutados.

En la Figura 6 se muestra un perfil litológico simplificado realizado con la información de los sondeos y afloramientos existentes en la ladera. El contacto mecánico entre mármoles y filitas hace que la orientación estructural de estos materiales, aunque es similar, no sea concordante.

La zona de techo de las filitas presenta grados de alteración IV y V, y en muchas ocasiones se encuentran saturadas.

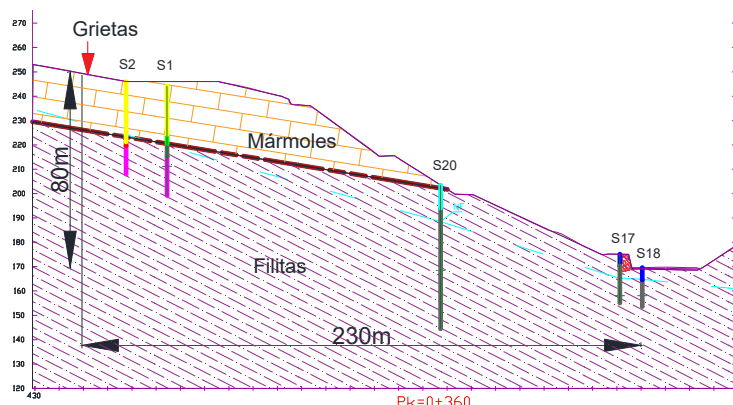


Figura 6. Perfil litológico simplificado deducido del levantamiento de los sondeos y afloramientos

Es de resaltar la posición del sondeo S11 que se ejecutó junto a un gran depósito de agua que existe ladera arriba con el objetivo de confirmar que el entorno de la balsa era estable.

Los sondeos S15 a S19 se situaron en el arcén del lado del talud y sobre la escollera con el objetivo de reconocer las características geotécnicas de los materiales en esa zona de cara a posibles soluciones y para identificar la superficie de rotura en la zona del pie.

En concreto, el S15 y el S17 (Figura 7) están sobre la escollera y marcan superficies de rotura entre 13m y 18m de profundidad con velocidades de hasta 400mm/año.

Los sondeos S16 y S18 (Figura 8), se realizaron en el arcén del lado interior y marcan superficies de rotura entre 6m y 10m de profundidad con velocidades de hasta 350 mm/año.

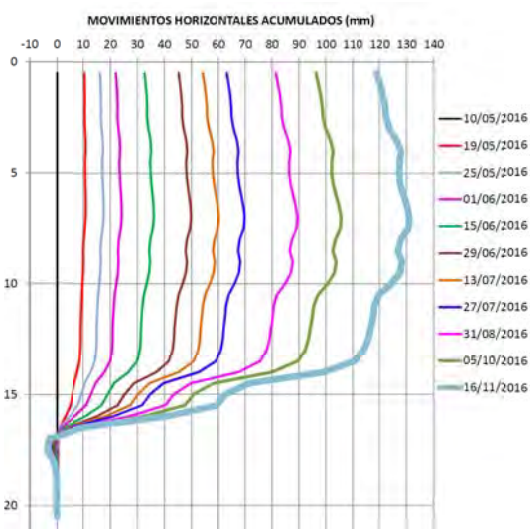


Figura 7. Detalle de lecturas de inclinometría en el S17 (sobre muro de escollera junto a la calzada)

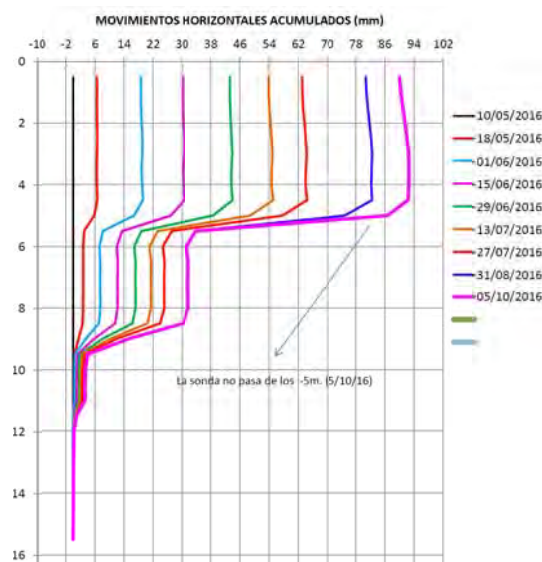


Figura 8. Detalle de lecturas de inclinometría en el S18 (arcén)

El sondeo S14 se ejecutó con 30m de profundidad, con una diferencia de altura entre su boca y la calzada también de 30m. En las primeras medidas de inclinometría mostraba varias bandas de rotura a diferentes profundidades, sin embargo el movimiento de la cabeza tomado por topografía era mayor que el medido con el inclinómetro lo que indicaba que la superficie de rotura principal debía de estar situada a más profundidad.

Para comprobar si efectivamente existía una superficie de rotura más profunda se ejecutó el S20 (Figura 9) con 59m de profundidad. En este inclinómetro se encontró la superficie de rotura principal a 35m de profundidad con una velocidad media en cabeza de 270 mm/año.

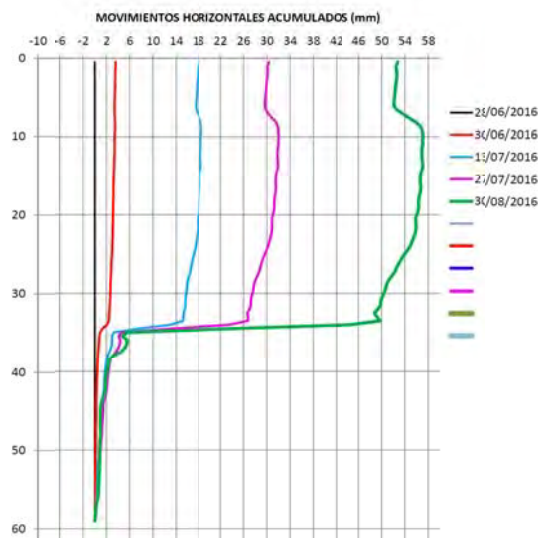


Figura 9. Detalle de lecturas de inclinometría en el S20

Además se ha establecido una red 120 de puntos de control topográfico tanto por la ladera como en la calzada para poder identificar la cinemática y límites del movimiento que se aprecia en el desmonte.

Esta red de puntos de control topográfico ha permitido determinar con precisión el área de la ladera que está en movimiento y su cinemática.

En la Figura 10 se muestra con una línea rosa el área que delimitan las grietas más exteriores existentes en la ladera. Además, se han dibujado los vectores de movimiento magnificados de cada uno de los puntos de control topográfico. Se observa que los puntos situados fuera de la zona delimitada dichas grietas permanecen estables.

Se aprecia en esta figura como toda la zona excavada con menos pendiente y en la que afloran las filitas, en la parte inferior del talud, tiene una componente de movimiento muy marcada hacia la calzada. Sin embargo, la zona englobada por las grietas en la cual los mármoles llegan hasta el pie del desmonte (p.k. 0+420 a 0+620) marca muy poco movimiento.

Puede verse una clara componente rotacional en los vectores que representan los movimientos obtenidos mediante control topográfico. Los módulos de los vectores de movimiento crecen al alejarse de la zona en la que los mármoles tienen continuidad bajo la calzada (zona inferior de la Figura 10) y sus direcciones parecen corresponderse con un giro alrededor de dicha zona.

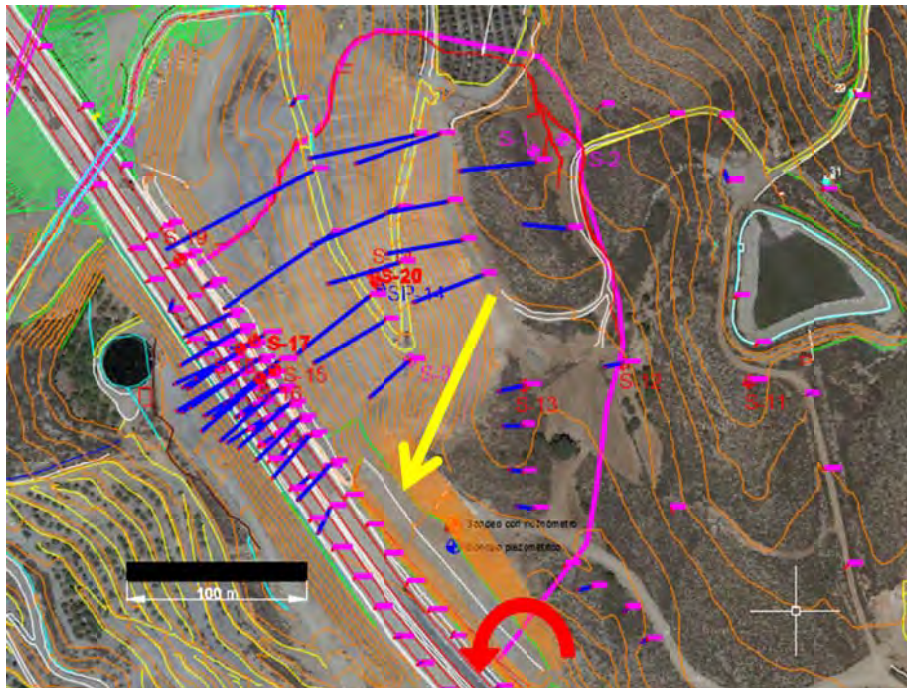


Figura 10. Vista de los vectores de movimiento en los puntos de superficie controlados por topografía

Al tener la estructura del macizo una clara componente hacia el sur-suroeste (vector amarillo en la Figura 10), el movimiento natural de la masa que está deslizando sería en esa dirección, pero el macizo de mármoles, en la zona en la que estos llegan a cota de rasante (zona inferior central de la Figura 10), impide ese movimiento provocando que el movimiento tenga esa componente rotacional con el eje de giro situado en el entorno del límite Este de la grieta exterior que coincide con la zona en la que los mármoles empiezan a tener continuidad bajo la calzada, actuando como contrafuerte natural.

En la Figura 11 se muestra, en un perfil realizado por la zona central de la masa inestable. Una línea roja representa la supuesta superficie de deslizamiento deducida con la información que han proporcionado los inclinómetros (S1, S20, S17 y S18) y los vectores de los puntos de control de movimiento superficial.

Los vectores de los puntos de control topográfico se representan en color azul y muestran como en la zona próxima a las grietas de cabecera el movimiento es claramente de hundimiento, en la zona media de la ladera el movimiento tiene una componente traslacional

más acusada y en la zona de pie y en la calzada es de levantamiento. Esta cinemática del movimiento es compatible con una forma de rotura similar a la representada con la línea roja.

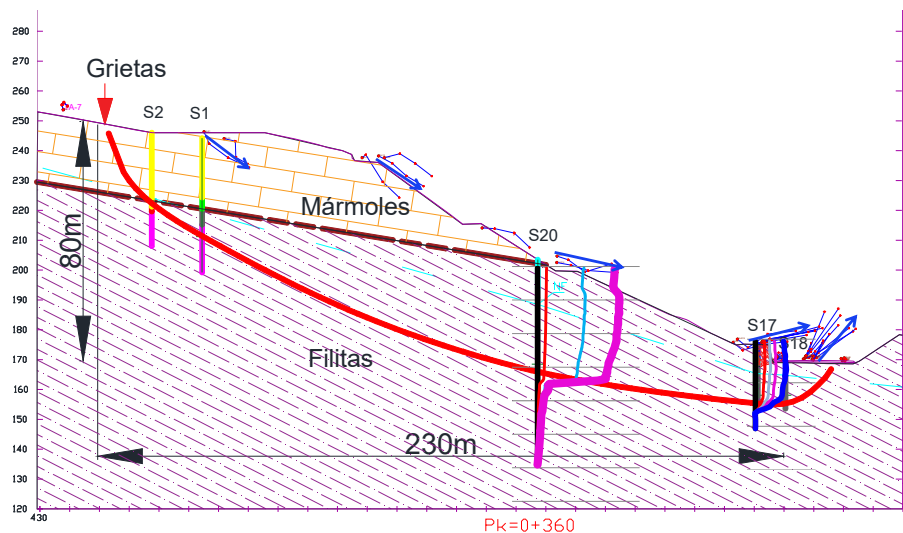


Figura 11. Perfil litológico con la superficie de deslizamiento supuesta (color verde) con los vectores de movimiento

Planteamiento de soluciones de estabilización

La inestabilidad objeto de estudio afecta a un volumen de material superior a 1,5 millones de metros cúbicos. Para abordar el diseño de su estabilización, básicamente pueden plantearse tres tipos de actuaciones:

- Rebajamiento de los niveles de agua en el terreno.
- Disposición de elementos estructurales (pilotes o pantallas de hormigón, aplicación de fuerzas exteriores estabilizadoras a través de la ejecución de anclajes o mejora del terreno mediante inyecciones.
- Modificación de la distribución de pesos dentro de la masa inestable mediante movimiento de tierras.

Se ha analizado la posibilidad de enfocar la estabilización utilizando cualquiera de los tres tipos de actuaciones exclusivamente, o mediante una combinación de ellas.

a. Rebajamiento del nivel freático

El rebajamiento del nivel freático representa habitualmente una importante mejora en las condiciones de estabilidad de una ladera, especialmente cuando se observa que los movimientos se aceleran en los periodos húmedos. Sin embargo, la mayor dificultad reside en materializar efectivamente dicho rebajamiento mediante drenes, zanjas, pozos o galerías, de forma que se garantice su eficacia a lo largo del tiempo.

Una medida importante, que representa un coste reducido consiste en el control del agua de escorrentía y la protección de las zonas de posible infiltración del agua. Este tipo de actuación se considera complementaria de cualquier alternativa general que se plantee.

En la ladera objeto de estudio se tiene el problema de que los materiales superiores son mármoles con una permeabilidad por fracturación muy elevada que aportan el agua a las filitas inferiores. Así, realizar un drenaje en los mármoles sería muy poco eficaz ya que éstos drenan de forma natural por vías preferentes (grietas), trasladando el agua del macizo a la filitas.

Una actuación orientada al rebajamiento del nivel freático en la ladera objeto de estudio implicaría la ejecución de un sistema de drenaje profundo de las filitas. En la Figura 12 se esquematizan posibles medidas de drenaje profundo mediante drenes subhorizontales y/o pozos drenantes. No se recoge la alternativa de drenaje mediante galerías drenantes debido a su elevado costo.

En dicha figura se representa el contacto estimado mármol - filitas así como la posición estimada del nivel freático y, a modo de referencia, una línea correspondiente al nivel freático rebajado 10m.

Se han representado 3 posibles alineaciones de drenes subhorizontales con una inclinación del 10% hacia la boca. En la Tabla 1 se presentan las distancias a las que cada alineación alcanza la situación estimada del nivel freático y la correspondiente a un rebajamiento de 10m.

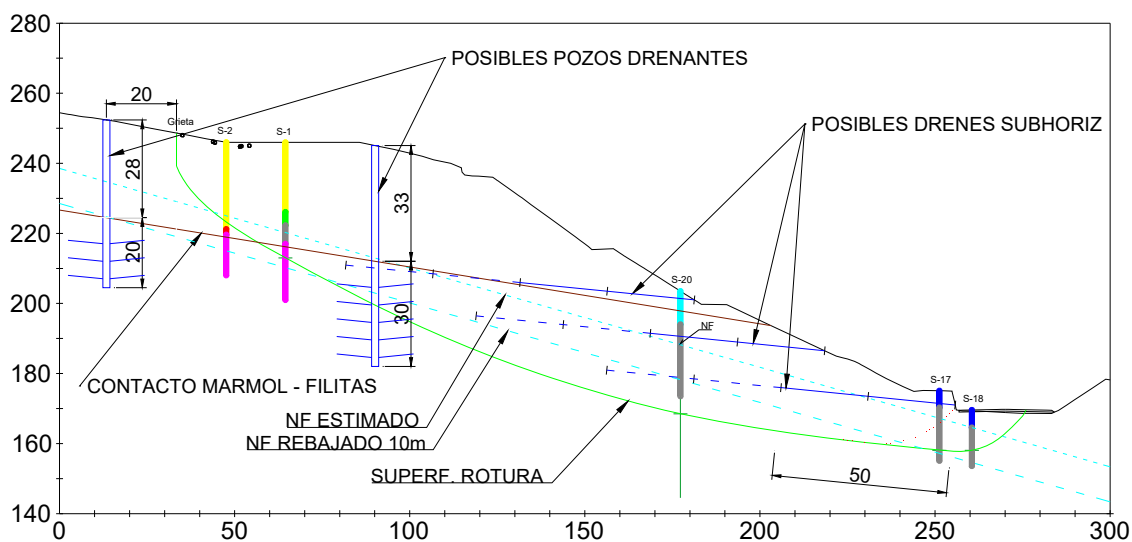


Figura 12. Esquema de disposición de pozos drenantes y drenes subhorizontales

Tabla 1. Distancias desde la boca de los drenes hasta la situación del nivel freático

Línea de drenes:	Inferior	2ª	3ª
Distancia de boca a situación N.F. actual (m):	28	54	76
Distancia de boca a situación N.F. rebajado 10m (m):	83	109	131

Las longitudes necesarias de los drenes son extremadamente altas, superiores a 100m. Por otro lado, dada la velocidad actual de los movimientos de la ladera, estos drenes se verían muy afectados por posibles deformaciones del terreno que probablemente los inutilizarían antes de conseguir rebajar el nivel freático y mejorar las condiciones de estabilidad.

En la Figura 12 se representa la posible posición de 2 alineaciones de pozos desde los que se dispondrían drenes radiales. En la zona en la que habría que disponer estos elementos de drenaje, existe un espesor de mármoles de unos 30m sobre las filitas. Los pozos deberían atravesar estos mármoles, que presentan una permeabilidad muy elevada por fracturación, y drenar las filitas inferiores.

Los pozos deberían comunicarse entre sí para dar salida al agua por gravedad. Esto obliga a disponer alineaciones de pozos espaciados una distancia no superior a unos 10 a 15m. Desde el fondo de cada pozo debe realizarse una perforación que lo comunique con el siguiente (Foto 8) lo que limita la separación máxima entre pozos. Asimismo, desde el interior de los pozos deben realizarse drenes radiales. Se estima un diámetro no inferior a 1,5m.



Foto 8. Ejecución de tubos de comunicación entre pozos y de drenes radiales desde un pozo

En caso de optar por una solución mediante pozos drenantes debería plantearse una distribución no inferior a la representada en la Figura 12. Se definen dos alineaciones de

pozos drenantes. La inferior dispuesta dentro de la zona activa y la superior situada ladera arriba de la zona afectada por la inestabilidad.

En la Tabla 2 se presenta la profundidad estimada del nivel freático en cada alineación, la perforación a efectuar en mármoles y la prevista en filitas así como las profundidades totales a alcanzar en cada alineación.

Tabla 2. Pozos drenantes

Línea de pozos drenantes:	Inferior	Superior
Profundidad estimada del nivel freático en la sección (m):	32	18
Perforación estimada en mármoles (m):	33	28
Perforación estimada en filitas (m):	30	20
Profundidad del pozo (m):	63	48

Los pozos deberían realizarse en periodo seco, con suficiente garantía en relación con la posible afluencia de agua hacia el pozo y la estabilidad de la ladera debido al elevado riesgo que implican los trabajos a realizar desde el interior de los mismos (taladros de comunicación entre pozos y drenes). Debería ejecutarse inicialmente la alineación superior, situada en zona estable, y una vez en servicio, efectuar la alineación inferior.

Es una alternativa costosa, muy condicionada por las medidas a adoptar para minimizar los riesgos de ejecución. El elevado riesgo que entraña su ejecución desaconseja esta alternativa.

b. Disposición de elementos estructurales (pilotes o pantallas de hormigón, aplicación de fuerzas exteriores estabilizadoras a través de la ejecución de anclajes o mejora del terreno mediante inyecciones.

La segunda opción de estabilización que habitualmente se contempla es el empleo de elementos estructurales que aporten una fuerza de estabilización. Estos elementos habitualmente son pantallas de pilotes, elementos de pantalla continua dispuestos con el lado mayor en la dirección del deslizamiento, anclajes (aislados o con muro de reparto) o inyecciones armadas.

En dicho diseño, las fuerzas de estabilización deben suponer un cierto porcentaje del peso de material afectado por la inestabilidad para que su influencia sea razonable. Por este motivo, cuando la masa inestable es de dimensiones considerables, disponer elementos estructurales que aporten una fuerza de estabilización suficiente puede ser inviable económicamente. En el caso objeto de estudio el material movilizado supera 1,5 millones de metros cúbicos (superior a 3 millones de toneladas) y plantear la estabilización en base a este tipo de elementos se considera económicamente inviable.

c. Modificación de la distribución de pesos dentro de la masa inestable mediante movimiento de tierras.

Por último, la tercera tipología de solución de estabilización consiste en realizar un movimiento de tierras, retirando material en la parte superior de la masa inestable (que aporta fuerza inestabilizadora) y, en ocasiones, aportando material en la parte inferior del talud, siempre que la geometría de la superficie de deslizamiento en dicha zona sea tal que el peso del terreno añadido aporte una fuerza estabilizadora.

Esta solución presenta el problema de que habitualmente se requieren grandes movimientos de tierra (también un porcentaje razonable del volumen de material movilizado por la inestabilidad) con el consiguiente coste económico y medioambiental, y está muy condicionado por la existencia de vertederos próximos a la obra y el plazo de tiempo necesario para poder disponer de ellos. Habitualmente, en grandes deslizamientos es la alternativa más económica, utilizándola en combinación con otras actuaciones.

Solución de estabilización adoptada

El tratamiento de estabilización se ha orientado mediante el empleo de movimiento de tierras (modificación de la distribución de pesos dentro de la masa inestable) complementado con medidas de drenaje superficial y la disposición local de elementos estructurales

En la Figura 13 se incluye un perfil de la zona central de la excavación propuesta.

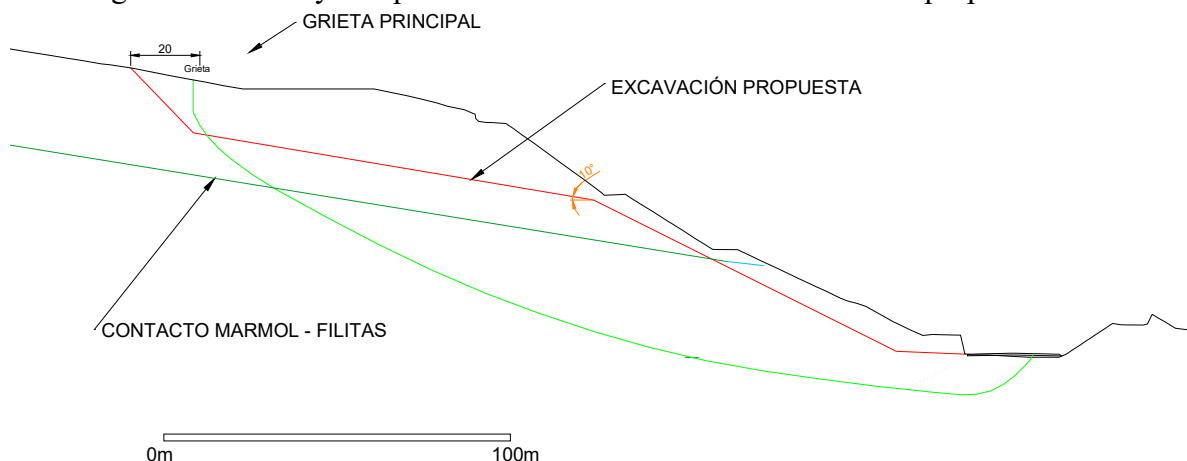


Figura 13. Esquema de solución estabilizadora mediante movimiento de tierras

En el pie del desmonte se ha previsto excavar una banda de unos 20m paralela a la calzada (donde actualmente existe un muro de escollera). A partir de esta excavación se reperfila con una inclinación aproximada del 2H:1V, hasta intersectar con el plano que, siendo paralelo al contacto mármoles-filitas, se encuentra a unos 7,5-10m en la vertical por encima del contacto. Este espesor de mármol aporta un grado de confinamiento a las filitas para evitar su degradación y meteorización.

La inclinación del plano de excavación en mármoles es aproximadamente de unos 9° (similar, lógicamente, al contacto mármoles-filitas) y se extiende hasta que se intersecta con un plano de excavación 1H:1V que se sitúa unos 20m ladera arriba de las grietas.

Con el perfil de excavación diseñado se consigue retirar parte de la masa inestable existente en la zona superior del desmonte, lo que tiene un carácter estabilizador. Sin embargo, también se excava un cierto volumen de material en la parte inferior del desmonte lo que, por el contrario, no mejora su estabilidad.

Con esta excavación en la zona de pie de la masa inestable se pretende crear una zona de debilidad (o “zona fusible”) al pie del desmonte para desplazar la salida de la inestabilidad a esa banda evitando la situación actual en la que la salida de la banda de rotura alcanza la calzada de la autovía distorsionándola.

El volumen excavado en dicha zona (según se puede ver en el perfil de la Figura 13) es bastante reducido en comparación con el previsto en la parte superior del talud, con lo que el efecto desfavorable del movimiento de tierras en el pie es muy inferior al efecto estabilizador provocado por la excavación en cabeza.

En la actualidad la salida de la rotura afecta aproximadamente a más de la mitad de la calzada. La profundidad a la que se encuentra la superficie de rotura bajo el muro de pie del desmonte está determinada por los inclinómetros situados en el pie del desmonte (de 6 a 10m).

Cuando se realizan trabajos de estabilización en un deslizamiento de grandes dimensiones, tal y como es el referido en el presente documento, es demasiado atrevido pensar que los movimientos se van a detener de forma instantánea y total. Por el contrario, el proceso habitual es que tras los trabajos de estabilización la velocidad de los movimientos disminuya notablemente a lo largo de un periodo de tiempo que se mide en meses debido, entre otros aspectos, a que la masa deslizada no es un sólido rígido y se tiene que ir reacomodando a su nuevo estado tensional.

Por los motivos anteriores, la “zona fusible” se crea para forzar que la salida de la rotura se sitúe en la zona de 20m excavada paralela a la calzada (Figura 13), de forma que ésta no se vea afectada por la inestabilidad.

Adicionalmente, y en una segunda fase de actuaciones, el sobreancho de 20m de excavación permitirá la ejecución de una solución estructural (pantalla de pilotes o elementos de pantalla dispuestos con la dimensión mayor paralela a la dirección del deslizamiento) que forzará en mayor medida que la salida de la rotura no afecte a la calzada.

Es importante explicitar que estos elementos estructurales no tienen el cometido de estabilizar la ladera sino el de proteger la calzada evitando que la salida de la rotura pueda afectarla.

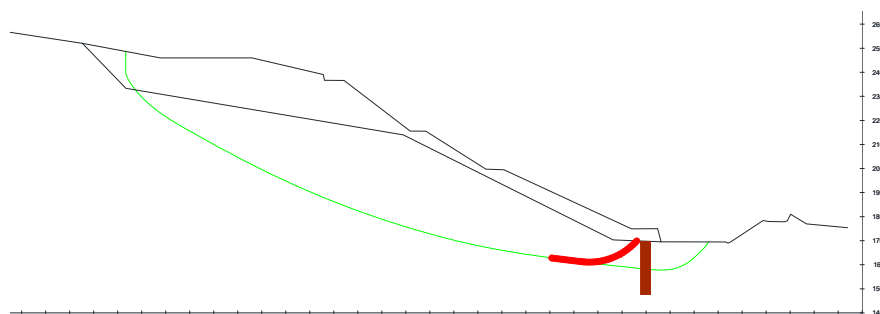


Figura 14. Solución estructural para forzar la salida de la superficie de rotura por la “zona fusible”

La solución genérica de excavación prevista es la indicada anteriormente, y se ha predefinido considerando una sección del terreno en la zona central de la inestabilidad. Sin embargo, según se ha indicado anteriormente (ver Figura 10), el desmonte a estabilizar y la cinemática observada no son fácilmente asimilables a una geometría bidimensional. Por este motivo, es importante definir correctamente los planos de excavación que delimitan el volumen a retirar.

Teniendo en cuenta aspectos tales como volumen resultante a excavar, afección posible de las voladuras al tráfico, presencia de la balsa de riego, líneas de alta tensión, disponibilidad de vertederos, etc. se ha definido tridimensionalmente la excavación que se realizará en la primera fase de actuación (Figura 15). La mejora de las condiciones de estabilidad de la ladera por efecto de esta actuación se analiza en los puntos siguientes.

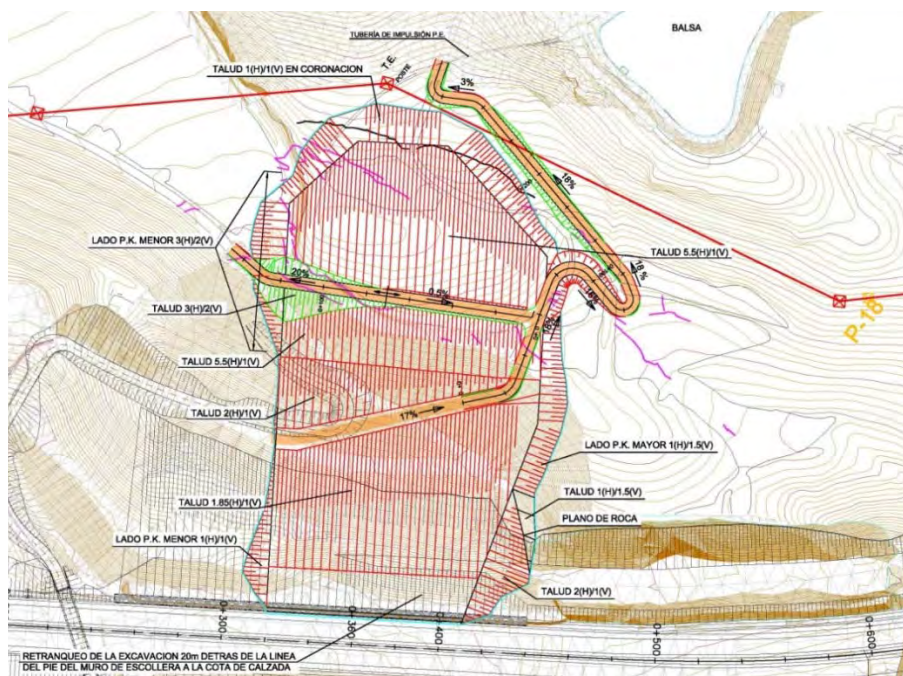


Figura 15. Planta de la primera fase de excavación

Posteriormente, la eficacia de esta primera fase de excavación se comprobará con los registros de movimientos tanto topográficos superficiales como inclinométricos. Del análisis de dichas medidas se podrá establecer si es necesaria la construcción de los elementos estructurales al pie del desmante y realizar una excavación adicional de la zona de mármoles más próxima a la calzada en los pp.kk. crecientes, lo que constituiría una posible segunda fase de actuación.

Modelización. Resultados obtenidos

1.1. Modelo bidimensional (2D)

A partir de la geometría de la sección de la Figura 13 se realizó un modelo bidimensional de elementos finitos empleando el código numérico Plaxis 2D v.2016 (Delft, Países Bajos), que está especialmente diseñado para la resolución de problemas geotécnicos y geotécnico-estructurales.

La malla empleada se puede ver en la Figura 16, en la que se aprecia que se ha considerado un nivel superior de mármoles (azul) que se sitúa sobre las filitas (verde). Bajo éstas se ha considerado un material con un comportamiento resistente suficientemente competente para evitar que la rotura pueda penetrar por el mismo.

En el caso de los mármoles se ha empleado una linealización tipo Mohr-Coulomb de la envolvente de rotura tipo Hoek&Brown, ajustándose en el rango de presiones normales esperables y eliminándose la resistencia a tracción del material para poder simular el efecto de las grietas de tracción detectadas en el terreno.

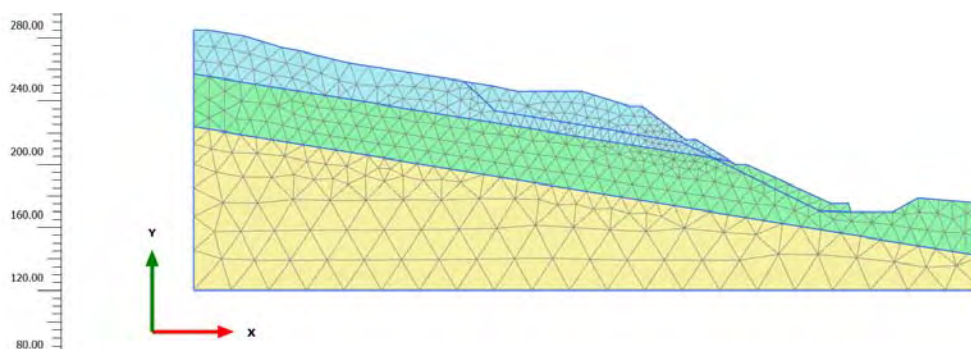


Figura 16. Malla de elementos finitos empleada en el modelo 2D (Plaxis)

En el caso de las filitas inferiores, y como estimación inicial de la resistencia del material existente en la banda de corte, se realizó en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX un ensayo de corte anular para la obtención de los parámetros resistentes residuales, obteniéndose un ángulo de rozamiento de 13-15° (Figura 17).

La cinemática de rotura obtenida con el modelo 2D en la situación actual se muestra en la Figura 18, pudiéndose ver cómo reproduce adecuadamente la geometría de la inestabilidad en dicho perfil (Figura 11), tanto en superficie (puntos de salida y entrada de la rotura) como en profundidad (bandas de rotura de los inclinómetros).

A partir de dicho modelo, y empleando los mismos parámetros resistentes y deformacionales de los materiales y manteniendo el nivel freático con la misma geometría, se ha modelizado el efecto de la excavación en la estabilidad de la ladera (Figura 19). El incremento del factor de seguridad obtenido debido a la excavación es del orden de $\Delta FS \approx 0,1$.

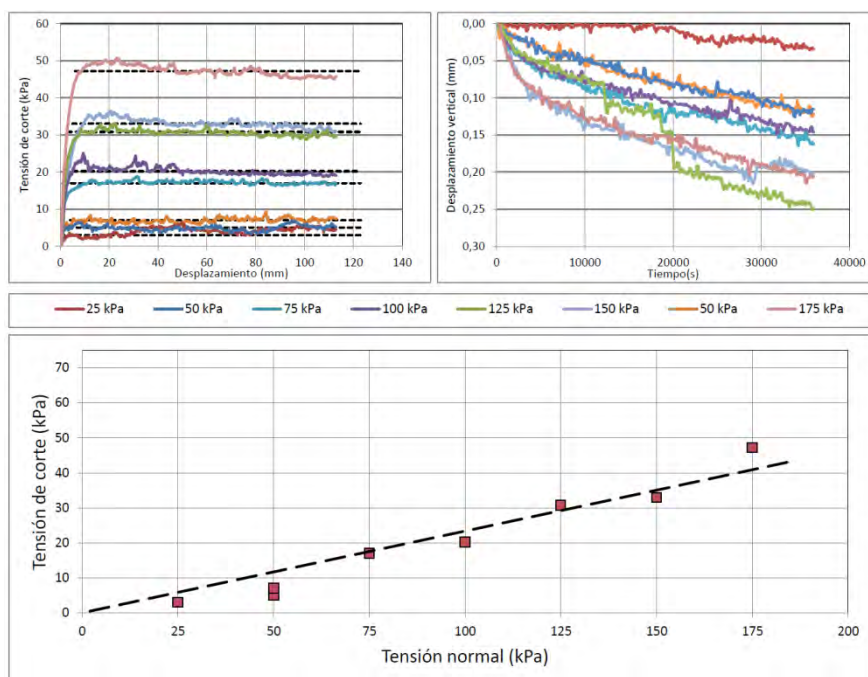


Figura 17. Resultado del ensayo de corte anular realizado en una muestra de filitas (sondeo S-16).

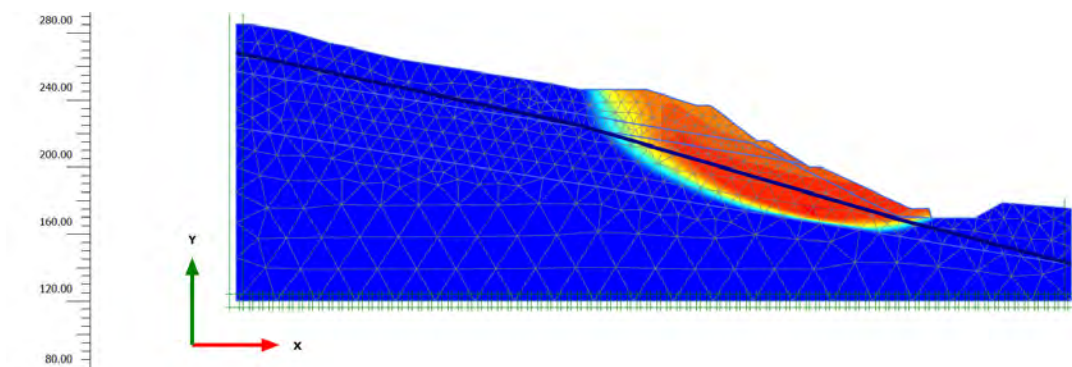


Figura 18. Cinemática de rotura obtenida con el modelo 2D. Situación actual.

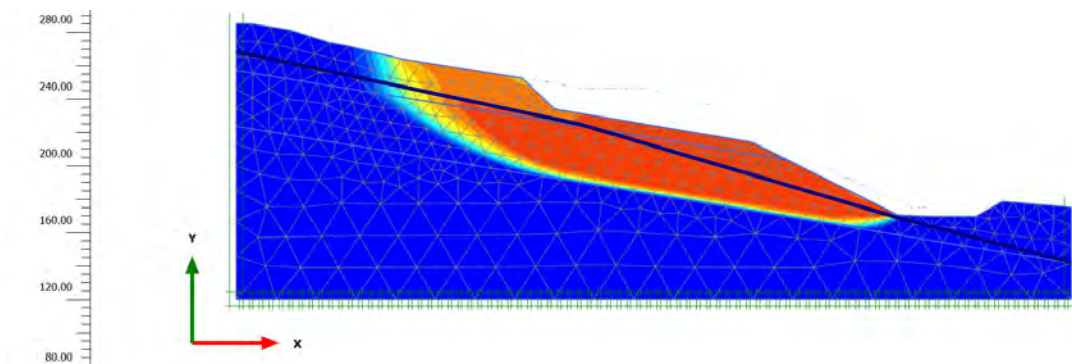


Figura 19. Cinemática de rotura obtenida con el modelo 2D. Situación excavación fase 1.

La comparación de las cinemáticas de rotura anteriores permite observar cómo en el caso del modelo con excavación, el pie de la rotura se aleja de la calzada debido a la efectividad de la “zona fusible”. Esto sería muy favorable para un correcto comportamiento futuro de la calzada de la autovía y deberá comprobarse una vez realizadas las primeras actuaciones con el fin de decidir la necesidad de disponer los elementos estructurales y en su caso, definir las posibles actuaciones complementarias (segunda fase).

1.2. Modelo tridimensional (3D)

Según se indicaba en puntos anteriores, los movimientos registrados presentan una clara componente rotacional. Al buzear el macizo hacia el sur-suroeste, el movimiento natural de la masa que está deslizando sería en esa dirección, pero el macizo de mármoles, en la zona en la que llegan a cota de rasante (zona inferior central de la Figura 10), impide ese movimiento provocando que el mismo tenga esa componente rotacional con el eje de giro situado en el entorno del límite Este de la grieta exterior, que coincide con la zona en la que los mármoles empiezan a tener continuidad bajo la calzada, actuando como contrafuerte natural.

A partir de los cálculos anteriores, y debido al citado carácter tridimensional del desmonte y a su importancia y dimensiones, se consideró necesario realizar un modelo 3D que incluyera la geometría real de la ladera, así como de la excavación, al menos en su primera fase.

El programa empleado en la modelización ha sido el Midas GTS NX v.2016 (Seúl, Corea) que es un código numérico bi-tridimensional que está especialmente diseñado para la resolución de problemas geotécnicos y geotécnico-estructurales.

En la modelización realizada se han aprovechado las capacidades de generación de geometrías complejas del código Midas GTS NX, entre las que destaca la posibilidad de generación de una superficie tridimensional a partir de una cartografía digitalizada. Extrusionando dicha superficie se puede generar un volumen que se subdividirá en los diferentes materiales en función del reconocimiento geotécnico disponible (sondeos y reconocimiento visual de la superficie) (Figura 20).

El contacto mármoles – filitas se ha definido básicamente a partir de la información procedente de los sondeos S-1+S-2, S-3 y S-12. El plano obtenido con estos 3 puntos (S-1 y S-2 se encuentran muy próximos) reproduce sensiblemente bien la geometría de los afloramientos de dicho contacto en la superficie del terreno.

La geometría de la excavación de la fase 1 (Figura 15) se puede importar directamente en el modelo para generar el volumen que será incluido como excavación.

A partir de estos volúmenes y realizando operaciones geométricas y booleanas, se obtiene las mallas de la Figura 20 (sin excavación) y Figura 21 (con excavación).

El nivel freático se ha situado en función del reconocimiento geotécnico disponible.

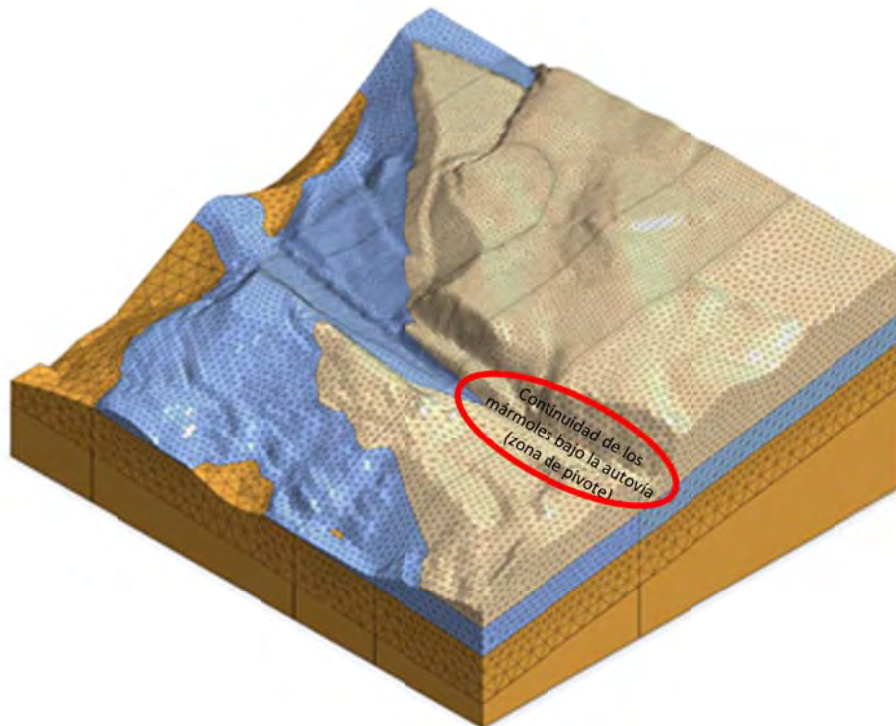


Figura 20. Mallado del modelo 3D previo a la excavación

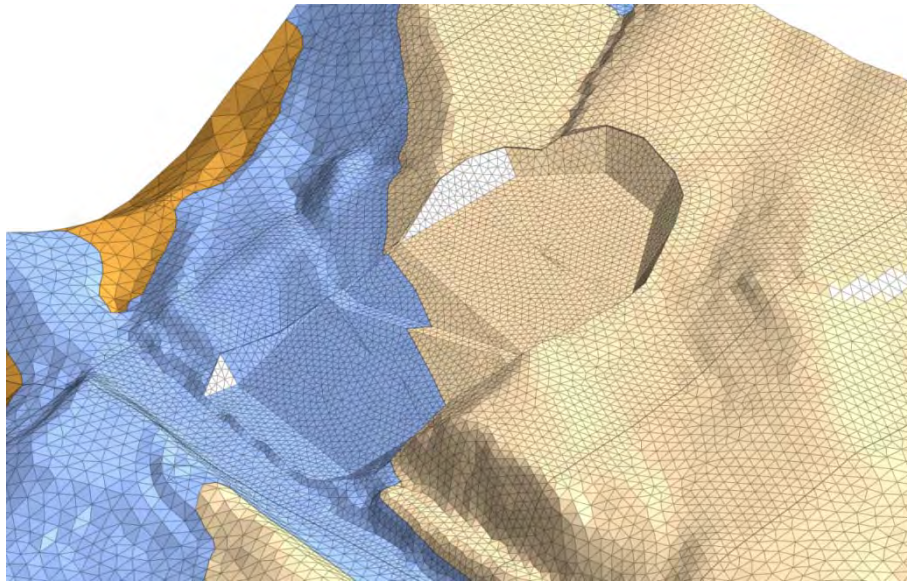


Figura 21. Mallado del modelo 3D tras la excavación fase 1

Los parámetros resistentes y deformacionales de los materiales son los mismos que los empleados en el modelo 2D (Plaxis).

La cinemática de rotura obtenida en el modelo 3D en la situación actual se incluye en la Figura 22, pudiéndose observar cómo las isolíneas de movimientos presenta un marcado carácter tridimensional.

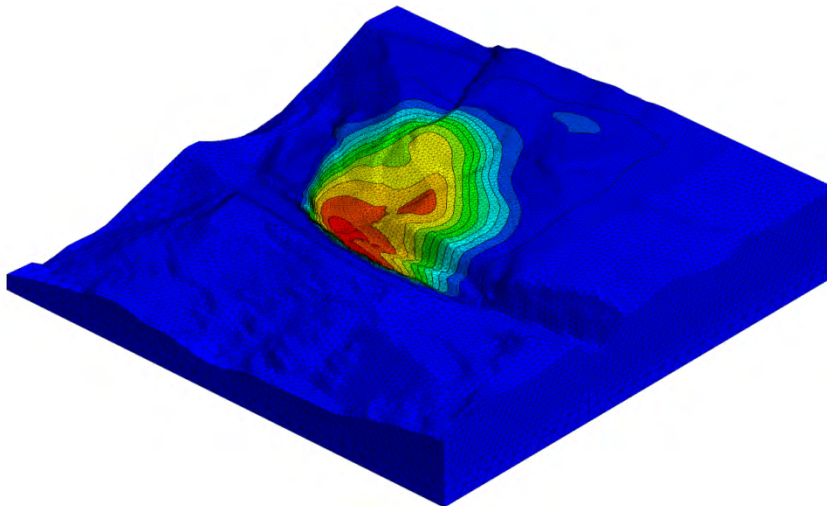


Figura 22. Vista de la cinemática de rotura del modelo 3D. Situación actual.

En la Figura 23 se puede ver la planta de la cinemática de rotura, observándose cómo se ajustan con razonable precisión a la envolvente de grietas del terreno (líneas naranja). En

dicha figura se incluye, de forma simplificada, la situación de la balsa de riego, la calzada de la autovía y el eje del perfil que se ha empleado en los cálculos 2D. Es importante destacar que la salida de la rotura afecta aproximadamente a la mitad de la calzada de la autovía.

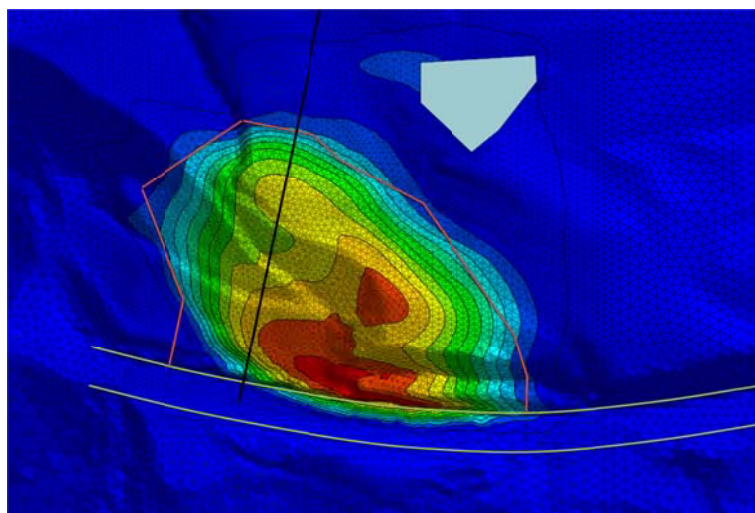


Figura 23. Planta de la cinemática de rotura del modelo 3D. Situación actual.

Empleando la opción del código MIDAS GTS NX para presentar los resultados en diferentes planos, en la Figura 24 se puede ver cómo la geometría e importancia del problema no permite analizarlo razonablemente con un modelo 2D, habiendo sido acertado el empleo de un modelo 3D. Esto es debido al hecho, comentado anteriormente de que los mármoles tienen continuidad bajo la autovía en la zona este del modelo (Figura 20), lo que provoca que la cinemática del movimiento se aproxime a un giro de la masa inestable alrededor de dicha zona (Figura 10) más que a un desplazamiento asimilable a un comportamiento 2D.

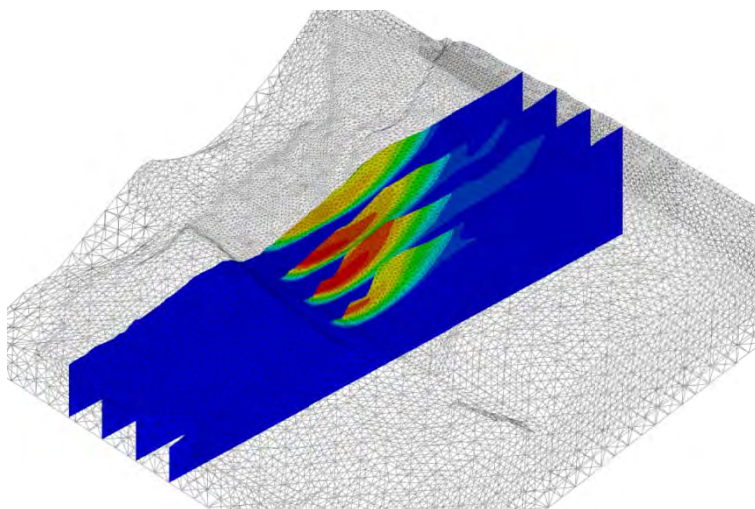


Figura 24. Movimientos de la cinemática de rotura en el plano 2D y a 50, 100 y 150m del mismo.

Empleando el mismo procedimiento de cálculo, se ha obtenido la cinemática de rotura del desmonte tras la fase de excavación 1 (Figura 25).

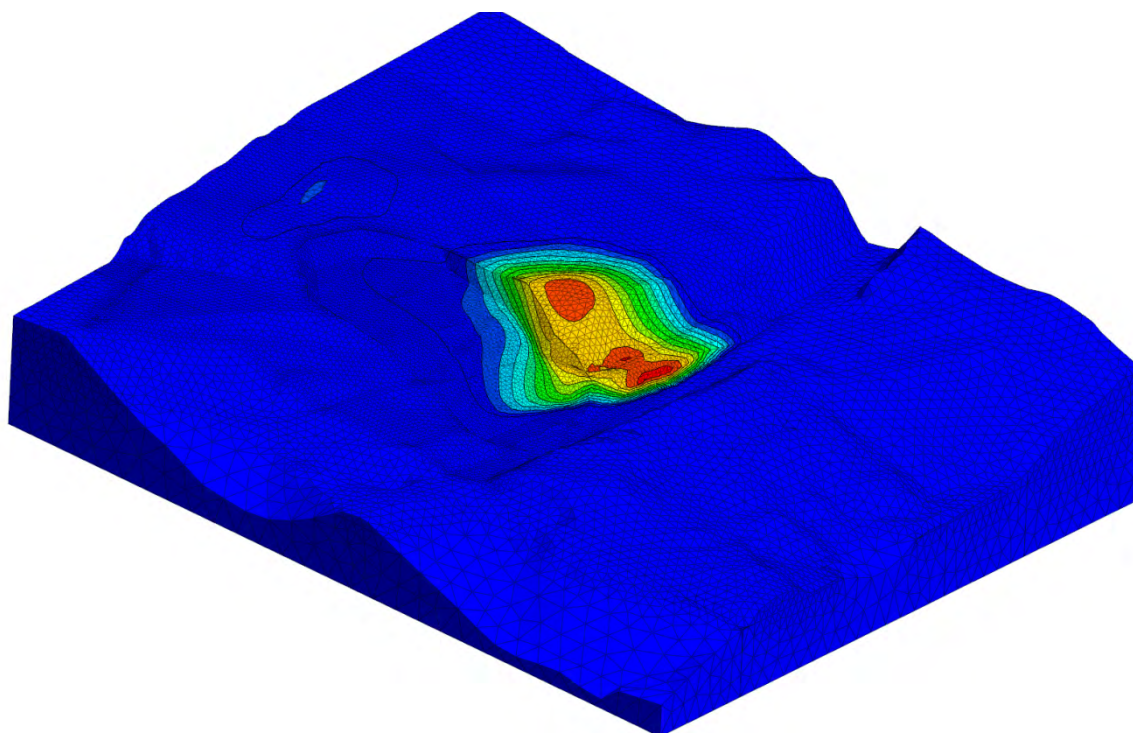


Figura 25. Vista de la cinemática de rotura del modelo 3D. Excavación fase 1

Se puede ver en la Figura 26 cómo la zona excavada presenta unos movimientos menores, no viéndose afectada la zona de la calzada más próxima a la excavación inferior debido al efecto de la “zona fusible”. Así mismo se observa la no afección de la excavación planteada a la balsa situada en la zona de coronación.

El incremento de factor de seguridad obtenido en el modelo 3D es, para la fase de excavación 1, del orden de $\Delta FS \approx 0,045$. Este incremento de seguridad de valor reducido debido a la gran magnitud de la masa inestable, hace necesario realizar un seguimiento posterior mediante instrumentación (inclinómetros y control topográfico de movimientos) con el fin de comprobar la eficacia del tratamiento y, en su caso, disponer medidas complementarias como los elementos estructurales junto a la calzada y un posible incremento del volumen de excavación que no se ha planteado en las actuaciones de la primera fase debido a su elevado coste y a la dificultad de conseguir un vertedero adecuado en el periodo de tiempo disponible.

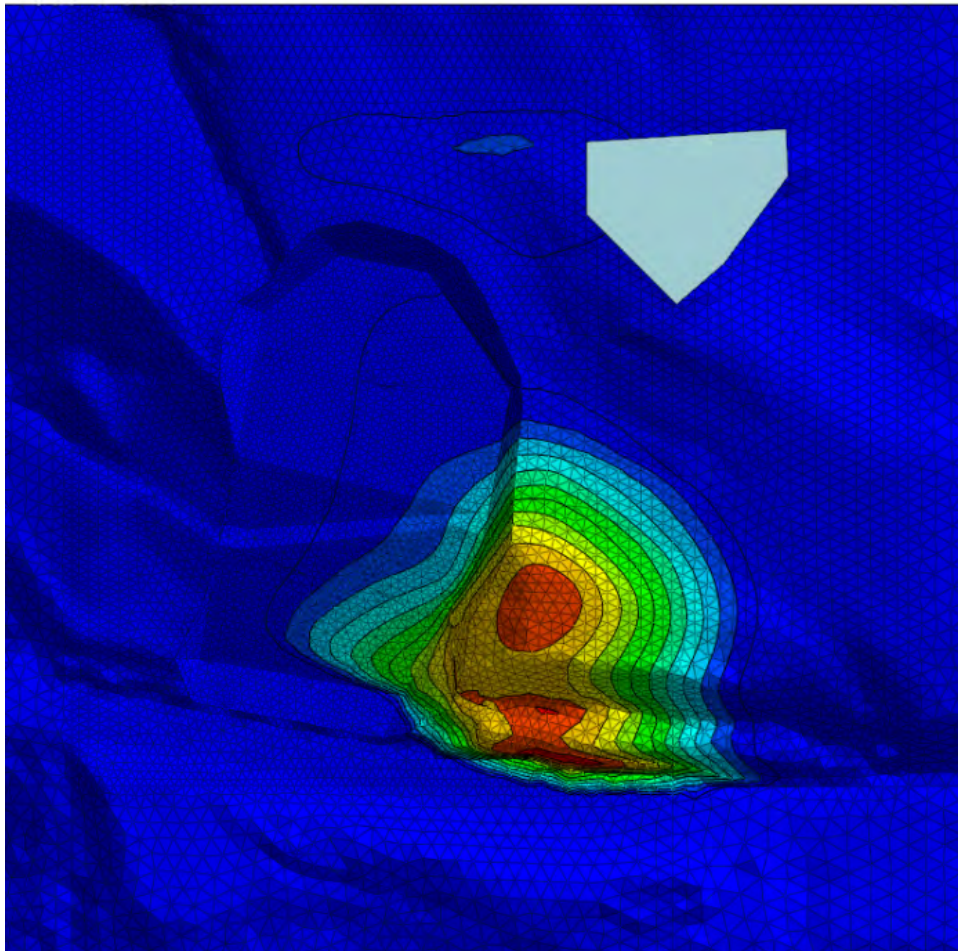


Figura 26. Planta de la cinemática de rotura del modelo 3D. Excavación fase 1

Según se indicaba anteriormente, cuando se realizan trabajos de estabilización en un deslizamiento de grandes dimensiones, tal y como es el referido en el presente documento, es demasiado atrevido pensar que los movimientos se van a detener de forma instantánea y total. Por el contrario, el proceso habitual es que tras los trabajos de estabilización la velocidad de los movimientos disminuya notablemente a lo largo de un periodo de tiempo que se mide en meses debido, entre otros aspectos, a que la masa deslizada no es un sólido rígido y se tiene que ir acomodando a su nuevo estado tensional.

La posible solución estructural (pantalla de pilotes o elementos de pantalla dispuestos con la dimensión mayor paralelos a la dirección del deslizamiento) aprovechando el sobreebanco de 20m de excavación (zona fusible) tiene por objeto forzar en mayor medida que la salida de la rotura no afecte a la calzada. Es importante explicitar que estos elementos estructurales no tienen el cometido de estabilizar la ladera sino el de proteger la calzada evitando que la salida de la rotura pueda afectarla como en la actualidad.

3. TÚNELES

En este apartado se recoge una patología que destaca por la envergadura de la inestabilidad que afecta a un túnel en un emplazamiento próximo al descrito en el apartado anterior.

Es un túnel con una longitud aproximada de unos 670 m y disposición de doble tubo (Figura 27), situado en Granada.

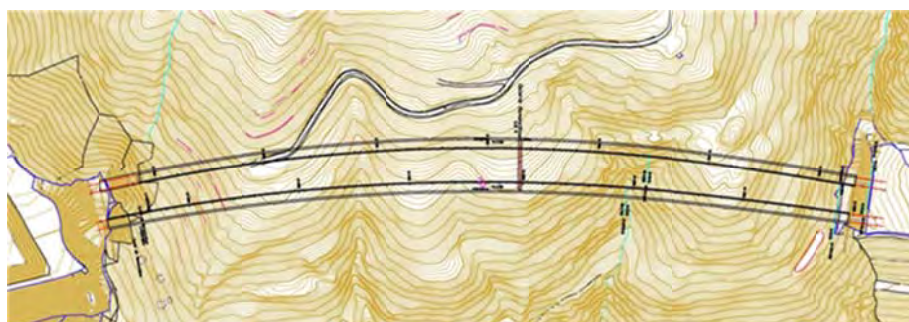


Figura 27. Planta general de los túneles

Cada tubo tiene una sección en herradura, con un área de excavación de unos 110 m^2 y un área libre de 68 m^2 que se han ido excavando por el NATM, en fases de avance, destroza y contrabóveda.

La construcción de los túneles se fue adaptando a las necesidades impuestas por los altos valores de las convergencias que se iban detectando en las zonas ya ejecutadas, intentando cerrarse la sección lo más rápidamente posible para así conferirle una mayor capacidad resistente.

Se registraron importantes deformaciones de la sección de los túneles, aumentando la curvatura del hombro lado mar y disminuyendo la del lado montaña. Estas distorsiones producen roturas en el hormigón del sostenimiento tanto por aplastamiento por compresión (incluyendo el pandeo de las cerchas) como por tracción con despegues.

Para intentar paliar este problema se sustituye la contrabóveda de Proyecto por una reforzada (Foto 10) y se mejoran los apoyos de las cerchas de los hastiales mediante la ejecución de sendas zapatas armadas.



Foto 9. Vista de la distorsión del túnel



Foto 10. Ejecución de contrabóveda

En el túnel lado montaña se realizaron una serie de drenes a 45° en la zona con mayores distorsiones. Estos drenes han evacuado un caudal importante de agua de forma mantenida.

La zona en la cual están ubicados estos túneles se caracteriza por una configuración lito-estructural especialmente compleja que dificultó el desarrollo general de las obras de construcción de la autovía.

En esta zona la autovía A-7 transcurre paralela a la costa y muy próxima a la misma. En general las pendientes de las laderas naturales son muy acusadas (20°-35°) y el pie de las mismas, especialmente en la zona de los túneles, llega prácticamente con la misma pendiente hasta el nivel del mar.

En esta zona se observa la superposición en el espacio de un número relativamente elevado de mantos de cabalgamiento, alternándose, en la vertical, capas con diferentes grados de metamorfismo y distintas edades. Estos cabalgamientos se produjeron durante la orogenia alpina, a finales del Cretácico.

En la ladera donde están ubicados los túneles es común la alternancia de calcoesquistos, micaesquistos y filitas junto a la presencia de fallas de diversa entidad que los atraviesan.

Aunque pueden apreciarse plegamientos locales, la estructura general marca una orientación de las capas con dirección de buzamiento hacia los 180° (hacia el mar) y un buzamiento general variable entre 10° y 35°, con buzamientos locales de hasta 60° hacia el Sur.

Al tratarse de mantos de cabalgamiento muchas capas están desplazadas respecto a las que las rodean por lo que el ángulo de rozamiento de estas superficies es prácticamente residual.

Es muy común la existencia de movimientos de ladera tanto fósiles como activos. Al tratarse de un relieve muy joven, hablando en tiempos geológicos, la dinámica de laderas es muy activa hasta que alcance un perfil de equilibrio más estable y dadas las malas características

geomecánicas de los materiales es muy común que estas pendientes se muevan de forma natural.

En la ladera existen signos de varios movimientos de laderas de diferente entidad, algunos de ellos activos.

Para el estudio de la patología de estos túneles, se ha considerado desde el inicio de la actuación del CEDEX de gran importancia disponer de instrumentación que pudiera emplearse para comprobar si la distorsión del túnel se estaba produciendo por un empuje lateral muy severo o era debida a que el túnel se encontraba inmerso en un deslizamiento global de ladera. Con este fin se dispusieron diferentes elementos de auscultación, esencialmente mediante control de movimientos.

En la Figura 28 se representa la evolución de movimientos registrados en la ladera sobre el túnel. En el periodo de medidas se han registrado movimientos superiores a 1m.

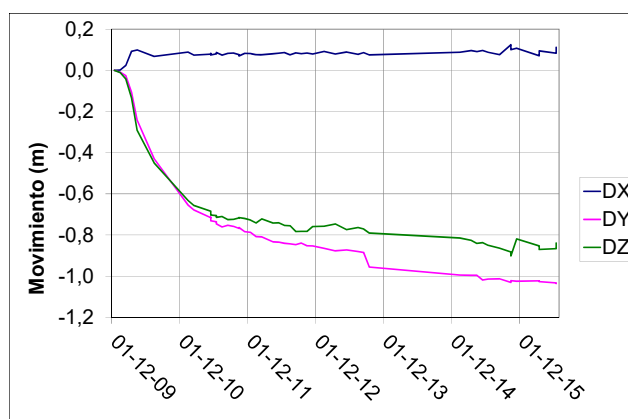


Figura 28. Evolución de movimientos en ladera sobre el túnel (Arqueta 3)

Adicionalmente a las medidas de convergencia y control topográfico de movimientos se realizaron dos sondeos inclinométricos en la ladera aprovechando el camino existente en la montera de los túneles, y seis sondeos en el interior de los túneles (cuatro inclinométricos y dos piezométricos).

Los sondeos realizados en la ladera sobre el túnel tienen profundidades de unos 70-80m. En la Figura 29 se representan los movimientos registrados en dirección hacia el mar en uno de estos inclinómetros. Se observa que el sondeo se ha quedado corto y las deformaciones progresivas (120mm en 2 años) alcanzan el extremo inferior del sondeo (74m). Las medidas inclinométricas parecen indicar que la masa activa alcanza una profundidad superior a la del sondeo.

Los sondeos realizados en el interior del túnel alcanzan de 23 a 40m de profundidad bajo la solera. En estos sondeos se detectan bandas de cortante a varias profundidades. La

información procedente de las medidas inclinométricas parece indicar que los sondeos no llegan a alcanzar el sustrato no afectado por las deformaciones (Figura 30). A partir de estos inclinómetros se registran velocidades de unos 2 cm/año (al no alcanzar terreno estable la velocidad real del movimiento será superior).

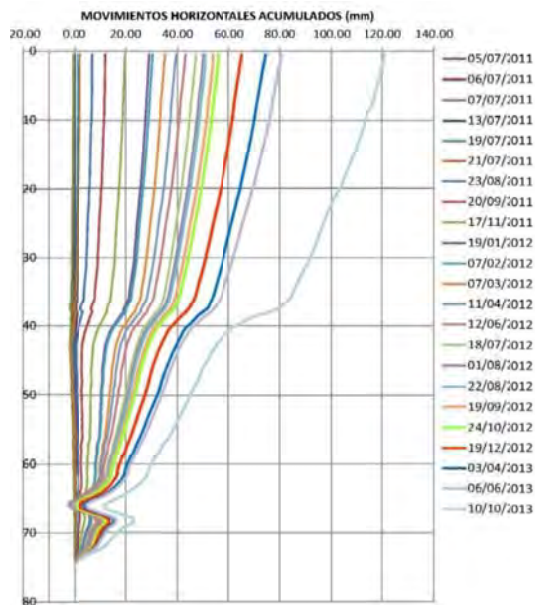


Figura 29. Inclinómetro ST-102 (75m)

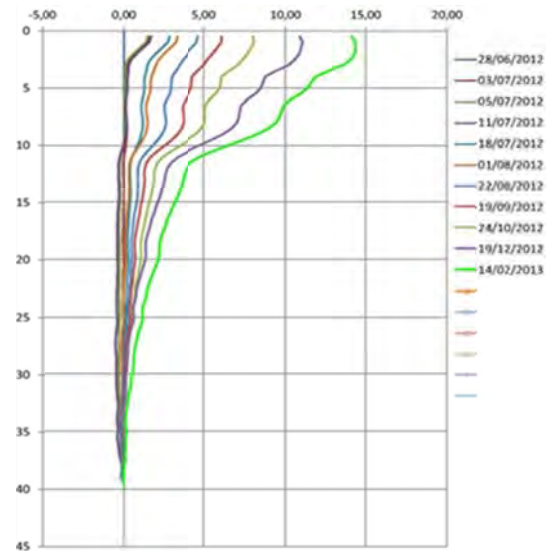


Figura 30. Inclinómetro ST-202 (40m) desde el interior del túnel

En la Figura 31 se incluye un perfil del terreno incluyéndose la sección completa de los tubos. Se puede ver cómo la sección de excavación de los túneles es muy reducida en comparación con las dimensiones de la ladera por lo que su afección a la inestabilidad de ésta no puede ser significativa y la patología detectada parece estar asociada a un proceso de inestabilidad natural previo a la ejecución del túnel.

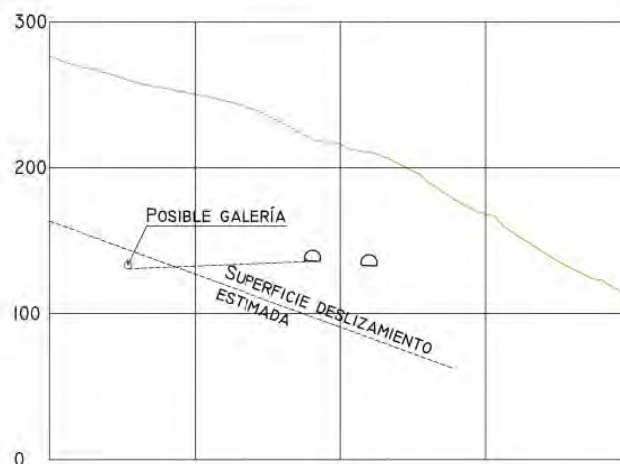


Figura 31. Perfil del terreno con situación de tubos y posible galería

El túnel presenta movimientos que corresponderían a una situación en la que éste se encontrase inmerso en una ladera con una cinemática activa, con velocidades medias de 30 a 50mm/año (hasta 700mm) afectando a profundidades superiores a los 80-100m.

Se observan zonas en las que se marcan distorsiones (P.K. 6+100 a P.K. 6+200) habituales en movimientos de grandes masas, que no se comportan como un sólido rígido. Estas distorsiones originan daños en el revestimiento del túnel.

Dada la envergadura del movimiento es conveniente prever la posibilidad de que esta infraestructura tenga que convivir con los movimientos de la ladera. En este sentido se propusieron las siguientes medidas:

- Dimensionar la sección del túnel con suficiente rigidez como para limitar las distorsiones que pudieran afectar a su gálibo interno.
- Disponer juntas en las zonas en las que se detecten las mayores distorsiones longitudinales con el fin de evitar la rotura del revestimiento.
- Disponer un sistema de instrumentación que permita conocer los movimientos de la ladera en el entorno del túnel:
 - Inclínómetros en la ladera y en el interior del túnel, dispuestos de forma que puedan medirse periódicamente. Según la información disponible estos inclinómetros deberían alcanzar al menos 50m bajo la solera del túnel.
 - Control topográfico de movimientos absolutos de la base de los hastiales y medidas de convergencia.
 - Control topográfico de la ladera en el entorno del túnel.

Las actuaciones orientadas a corregir la cinemática actual de la ladera estarían muy condicionadas por el gran volumen de material involucrado. Podrían plantearse las siguientes líneas de actuación de forma aislada o combinadas:

- Drenaje de la ladera. Los movimientos están muy condicionados por la presencia de agua en el terreno. Los periodos más importantes de lluvias son los que habitualmente generan un incremento significativo de estos movimientos.

El macizo tiene una elevada permeabilidad por fracturación. Esto se ha comprobado por las importantes pérdidas de lechada durante las operaciones de sellado de los inclinómetros.

La masa inestable alcanza profundidades importantes (80-100m) lo que hace inviable

plantear un drenaje mediante pozos desde superficie.

Podría plantearse la ejecución de una galería drenante dispuesta ladera arriba del túnel lado montaña, desde la que se ejecutarían coronas de drenes. Esta actuación se complementaría con la ejecución de nuevos drenes desde el túnel.

- Movimiento de tierras. Esta solución es la empleada habitualmente en deslizamientos importantes pero en el caso objeto de estudio, obligaría a realizar una muy importante excavación sobre el túnel en una ladera que en su estado actual se encuentra en equilibrio estricto lo que dificulta enormemente su ejecución.

En la actualidad se prevé optar por la primera alternativa citada realizando una galería longitudinal, paralela al túnel, a unos 100m ladera arriba de éste con una serie de galerías transversales comunicando con el túnel lado montaña. Para diseñar esta solución está en marcha la ejecución de una campaña adicional de sondeos en los que se realizarán ensayos de permeabilidad y quedarán equipados como inclinómetros y piezómetros.

4. PATOLOGÍAS DE TERRAPLENES

Es un tipo de patologías relativamente frecuente que suele obligar a realizar actuaciones urgentes. En los puntos siguientes se describen dos de estas actuaciones en las que la inestabilidad afecta tanto al cuerpo del terraplén como a la ladera en la que está dispuesto.

Terraplén de autovía A-4 (Jaén)

La problemática de este terraplén es representativa de toda una serie de casos que han surgido en Andalucía. Los daños parecen estar asociados a una inestabilidad que afecta al terreno natural alcanzando unos 17m de profundidad máxima y afectando a unos 140 metros de extensión en planta. El pie del deslizamiento alcanza la vía del ferrocarril situada ladera abajo.

La calzada está situada en terraplén sobre una ladera constituida por arcillas margosas del Guadalquivir y la inestabilidad afecta al carril derecho de la calzada sentido Córdoba, que se apoya sobre el trazado de la antigua plataforma Redia.

Se realizó una campaña de trabajos de reconocimiento basada en ensayos de penetración dinámica y sondeos mecánicos equipados con tubería inclinométrica.



Foto 11. Daños en calzada y arcén de la autovía

En la figura siguiente se recoge la geometría de la ladera y de la superficie de inestabilidad determinada a partir de la información proporcionada por sondeos inclinométricos.

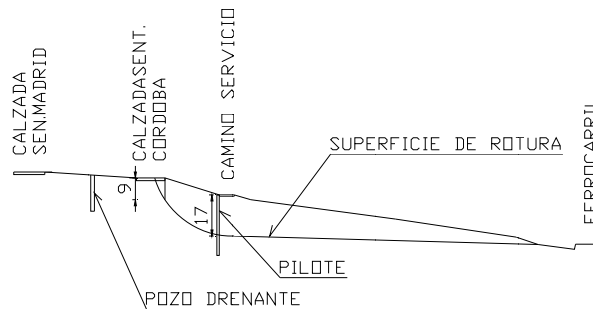


Figura 32. Perfil de la ladera

Se propusieron y llevaron a cabo las siguientes actuaciones:

- Estabilización - contención de la masa inestable con elementos resistentes.
- Eliminación de las presiones de agua mediante un drenaje profundo (pozos drenantes).
- Medidas de drenaje superficial y retirada de tierras del actual espaldón para quitar peso a la cabeza del deslizamiento

Se dispusieron pozos drenantes de 1500mm de diámetro y 10-11m de profundidad, espaciados 20m (Foto 12) y comunicados entre sí mediante perforaciones realizadas desde el interior de los mismos (Foto 13).

La distancia entre pozos se consideró inicialmente excesiva por la dificultad de comunicarlos entre sí con las perforaciones citadas pero la empresa que llevó a cabo los trabajos consiguió realizarlas con éxito. Desde el interior de los pozos se ejecutaron drenes radiales de 12m de longitud, en dos niveles.



Foto 12. Pozos drenantes



Foto 13. Ejecución de tubos de comunicación entre pozos y de drenes radiales desde un pozo

Se emplearon pilotes de gran diámetro para estabilizar el deslizamiento. Se trata de elementos puntuales que atraviesan la masa deslizante y deben empotrarse una cierta longitud en el terreno firme subyacente. Trabajan fundamentalmente a flexión, con cortantes importantes en la zona de deslizamiento. A veces se les denomina “pilotes pasivos”, puesto que entran en carga al deformarse bajo los empujes del terreno. Se trata de un problema de interacción suelo-estructura en condiciones en las que el terreno natural se encuentra en situación próxima a la rotura previamente a la disposición de los elementos estabilizantes.

El cálculo se abordó por dos procedimientos diferentes, que se indican a continuación:

- Estudio mediante la técnica de los elementos finitos empleando el programa PLAXIS.
- Estudio mediante una combinación de equilibrio límite-módulo de reacción, utilizando los programas de cálculo SLOPE y RIDO.

Se realizó un análisis retrospectivo para caracterizar geotécnicamente los materiales identificados en los sondeos.

Se plantearon varias secciones de cálculo con las siguientes distribuciones de pilotes:

- Pilotes de 1000 mm de diámetro, de 20 m de longitud, separados 2,5 m entre ejes.
- Pilotes de 1250 mm de diámetro, de 24 m de longitud, separados 2,5 m entre ejes.
- Pilotes de 1500 mm de diámetro, de 30 m de longitud, separados 2,5 m entre ejes.

No existe un criterio universal para definir el incremento de factor de seguridad que se debe alcanzar. En este caso se adoptó un valor de 1 décima, valor muy utilizado en la práctica habitual para deslizamientos de esta envergadura.

En la viga de atado de las cabezas de los pilotes se dejaron dispuestos unos tubos pasantes

para facilitar a disposición de anclajes en caso de que la solución ejecutada necesitase ser complementada.

Esta solución de estabilización se ha comportado correctamente hasta la fecha.

Terraplén en Autovía A-8 en Liendo (Cantabria).

El terraplén se sitúa en una ladera natural con una inclinación aproximada de 17°, con una altura máxima de unos 20 m en el lado mar y de unos 3-4 m en el lado montaña.

La zona afectada alcanza una longitud de unos 80 m.

Se observaban desplazamientos importantes en la calzada sentido Santander. La calzada sentido Bilbao de momento no estaba afectada (los daños alcanzaban la mediana).



Foto 14. Grietas de la calzada



Foto 15. Grietas de la calzada



Foto 16. Vista de grietas en el terraplén

Un condicionante importante para el diseño del tratamiento de esta patología fue la necesidad de abrir al tráfico la calzada en un plazo de 1 mes por la proximidad de la Semana Santa.

Según información verbal recogida durante la visita, el material con el que se ejecutó el terraplén procede del desmonte cercano excavado en lutitas, por lo que la naturaleza del relleno es arcillosa.

En su desarrollo, el terraplén intercepta una vaguada que en la actualidad presenta un drenaje deficiente. En el lado montaña, donde el terraplén presenta su menor altura, existe una cuneta rectangular hormigonada que desaparece vertiendo el agua directamente en el terreno. Esta discurre por el pie del terraplén encharcando el camino existente e infiltrándose buena parte en el terreno.

Según la información verbal obtenida, los trabajos forestales realizados ladera arriba de la calzada pudieron haber modificado la escorrentía en esa zona.

Como medida inicial de urgencia se hincaron carriles UIC 54 en la zona más próxima a la barrera de mediana con el fin de limitar el riesgo de afección a la calzada Santander-Bilbao.

Asimismo se realizó una zanja dren en el pie del terraplén del lado montaña, para cortar los flujos de agua provenientes de la ladera y se dispusieron drenes subhorizontales desde el pie del terraplén de unos 25 m de longitud.



Foto 17. Hinca de carriles



Foto 18. Zanja dren

Se definieron los trabajos de reconocimiento necesarios para definir la profundidad afectada por la inestabilidad (inventario de grietas, control topográfico, ensayos DPSH, sondeos mecánicos, inclinómetros y piezómetros).

Los primeros resultados de estos trabajos no se recibirían hasta al menos una semana después y dada la urgencia de los trabajos se consideró importante poner en marcha los trabajos de estabilización previamente a disponer de los resultados de los trabajos de reconocimiento.

Se contemplaron varias posibles alternativas de tratamiento:

- Hinca de carriles formando una malla cubriendo la superficie a tratar.
- Ejecución de columnas de suelo estabilizado “in situ” con cemento o como alternativa, columnas de mortero.
- Jet-grouting.

- Inyecciones con tubos manguito.
- Pantalla de micropilotes o pilotes.

Los condicionantes iniciales (plazo y desconocimiento inicial de la profundidad alcanzada por la inestabilidad) justificaron optar por la ejecución de una malla de columnas de mortero en la superficie de la calzada con objeto de incrementar la resistencia de la superficie de inestabilidad en ese tramo y recoger parte del peso del terraplén en la zona situada bajo la calzada, que corresponde a la cabecera de la inestabilidad con lo que se mejoraría de forma importante la estabilidad del terraplén al reducirse el “peso inestabilizante”.

Esta alternativa tiene la ventaja de que puede comenzarse su ejecución antes de disponer de los resultados de los trabajos de reconocimiento ya que es fácil definir una profundidad de tratamiento razonable en la zona próxima a la mediana, dejando el diseño del tratamiento de la banda próxima al carril exterior de la calzada hasta no disponer de la información de estos trabajos.

Se realizó una malla de columnas de mortero de 62cm de diámetro y de 20 a 26m de profundidad (1 columna cada 5m² en los 80 cm centrales y 1 columna cada 6,5m² en dos bandas de 20m).

El análisis se realizó inicialmente mediante el programa Slope/W de GeoStudio y posteriormente mediante el programa Plaxis, con el procedimiento basado en el análisis retrospectivo para la definición de parámetros del terreno y el posterior estudio de la mejora introducida por el tratamiento.

Se estimó un incremento del coeficiente de seguridad de 0,25 frente a la situación inicial.

Asimismo se planteó el seguimiento del terraplén mediante topografía y sondeos equipados con inclinómetros para comprobar su correcto comportamiento y, en su caso, efectuar actuaciones complementarias.

Los movimientos registrados en el periodo previo al inicio de las obras de reparación fueron elevados, superiores a 20 cm en algunos puntos; durante los trabajos de reparación los movimientos disminuyeron en gran medida, hasta unos 3-4 cm como máximo, y tras la finalización de los trabajos de reparación, los movimientos tanto en la calzada como en el talud prácticamente han desaparecido.



Foto 19.- Ejecución de las columnas de mortero



Foto 20.- Vista de la obra finalizada

5. CONCLUSIONES

En los puntos anteriores se intenta presentar una panorámica de los trabajos que realiza el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en el ámbito de la corrección de patologías geotécnicas, en obras lineales relacionadas con la estabilidad de taludes. Esta puede considerarse una actividad tradicional del Laboratorio de Geotecnia.

Se incluyen, de forma muy resumida, una serie de ejemplos intentando presentar las tipologías de solución más habituales junto con casos singulares que han supuesto un importante reto para el equipo de técnicos del CEDEX.

Se ha resaltado la importancia de los trabajos de reconocimiento e instrumentación, destinados a caracterizar la patología e identificar su origen y factores desencadenantes, aspectos fundamentales para plantear las actuaciones de estabilización.

Se presentan diferentes técnicas de estabilización, mediante movimiento de tierras, elementos de drenaje y disposición de elementos estructurales.

Se describen situaciones frecuentes en las que es necesario comenzar los trabajos de estabilización sin disponer de la información necesaria para su diseño, que se irá consiguiendo durante la ejecución de la obra.

Las situaciones analizadas corresponden, en ocasiones, a inestabilidades naturales previas a la existencia de la obra lineal. Algunas de estas inestabilidades son difíciles de detectar en fase de proyecto debido a los condicionantes económicos, de tiempo de ejecución (no suele ser posible efectuar un seguimiento mediante inclinómetros o control topográfico de movimientos en laderas que se sospecha que pueden presentar una dinámica natural) e incluso de acceso (los trabajos de reconocimiento de los proyectos se realizan en la mayor parte de los casos previamente a las expropiaciones). La magnitud de la masa afectada por la inestabilidad puede, en algún caso, obligar a convivir con ella, planteando actuaciones destinadas a limitar

la afección sobre la calzada.

Alguno de los casos presentados afecta a importantes volúmenes de material, superiores a un millón de metros cúbicos. La estabilización de estas grandes masas de material con los criterios utilizados para el tratamiento de las patologías habituales, de mucha menor envergadura, puede representar un coste económico no asumible. Conseguir un incremento del coeficiente de seguridad de una décima puede ser un límite máximo por condicionantes técnicos y económicos. Por estos motivos, en grandes deslizamientos, puede encontrarse que tras las actuaciones, se ha reducido de forma significativa la velocidad del movimiento pero se mantiene una cierta evolución, en ocasiones temporal, que puede representar un perjuicio para la carretera. Para evitar este problema se presenta el concepto de “zona fusible” que tiene por objeto alejar de la calzada las distorsiones propias del pie de un deslizamiento.

Por último, se destaca la importancia del análisis numérico a realizar una vez que se ha caracterizado correctamente la patología. Se presentan los cálculos habituales por técnicas de equilibrio límite y modelos de elementos finitos 2D y se recoge, de forma singular, el estudio de una gran inestabilidad en el que el reconocimiento geológico – geotécnico y la instrumentación indicaban una distribución de materiales y una cinemática del movimiento que recomendaban efectuar un análisis mediante un modelo 3D complementario a los análisis simplificados previos efectuados mediante modelos 2D.

6. AGRADECIMIENTOS

Se desea agradecer a las personas que han colaborado en los trabajos a los que se refiere este documento, tanto de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento como de las empresas constructoras así como a los compañeros del CEDEX que los han hecho posibles.

COLAPSOS: MONITORIZACIÓN Y ALERTA TEMPRANA

Jose Miguel AZAÑÓN

Departamento de Geodinámica de la Universidad de Granada. Campus Universitario Fuentenueva, 18071
Granada. e-mail: jazanon@ugr.es;

RESUMEN

Los procesos de colapso son un tipo particular de desprendimientos de rocas y/o suelos en los que la trayectoria del material desprendido está próxima a la vertical. No obstante, también se entiende por colapso, el hundimiento de una cavidad provocando una brusca subsidencia del terreno. Los colapsos están desencadenados por un progresivo o brusco descenso en las propiedades resistentes del material y son múltiples los factores que determinan estos procesos, destacando los factores climáticos (precipitación y cambios térmicos), procesos de erosión o socavación del pie y los factores de carácter antrópico. En este trabajo se analizan los factores que intervienen en estos procesos, poniendo un especial énfasis en las técnicas para detectar o monitorizar zonas susceptibles de sufrir colapsos del terreno. En lo referente a la monitorización de colapsos en zonas escarpadas, se presentan las técnicas de registro y análisis de ondas elásticas pre-rotura, que suministran información de gran valor para promover la alerta temprana, así como, las técnicas fotogramétricas de monitorización continua ("time-lapse") complementarias de la interferometría radar y el escaneo laser terrestre. En cuanto a la detección y caracterización de cavidades, aquí se presentan las técnicas geofísicas que permiten localizarlas. Así mismo, se presentan dos casos de colapso que afectan zonas de especial valor patrimonial o urbanístico: a) los colapsos parciales del Tajo de San Pedro bajo la Alhambra de Granada por erosión del pie y b) el hundimiento del Cerro del Candado en Málaga por colapso de una cavidad minera. Ambos casos ejemplifican el problema y muestran algunas de las técnicas que permiten la detección, control y vigilancia de estas áreas especialmente vulnerables.

1. INTRODUCCIÓN

El término **colapso**, asociado a movimientos de ladera, se refiere a un tipo de desprendimientos o caídas con una trayectoria básicamente vertical de abrigos desarrollados en acantilados y tajos por procesos de socavación o disgregación de las rocas a su pie

(Corominas y Alonso, 1984; Corominas, 1989; García Yagüe y García Álvarez, 1988; Cruden y Varnes, 1996; Corominas y García Yagüe, 1997). Estos procesos son muy frecuentes en los acantilados costeros sometidos a erosión y retroceso continuo mediante colapsos catastróficos que ponen en riesgo la seguridad de las áreas ubicadas a su pie o en su borde superior. En estos contextos se pueden producir desprendimientos de hasta 85.000 m³ con un retroceso puntual de hasta 20 m en un único evento (Duperret et al., 2002; 2004). Estos colapsos aparentemente instantáneos contribuyen a generar tasas de erosión muy significativas. Así por ejemplo, el seguimiento de las costas de Normandía y Picardía a lo largo de 30 años refleja un valor medio de retroceso de 0,23 m/año (Costa, 2000; Costa et al., 2004), lo que supone un serio problema para la gestión y planificación de usos del suelo. Sin embargo, estos procesos no se limitan a ambientes afectados por la dinámica litoral sino que también se producen en ambientes fluviales donde los tajos escarpados son erosionados en su pie. En Europa, un gran número de núcleos urbanos históricos -o al menos la parte monumental de los mismos- están enclavados en la parte alta de colinas, al borde de tajos que están siendo erosionados activamente por la red fluvial (ej., Toledo, Arcos de la Frontera, Región de San Leo en Emilia Romagna, Ronda, etc). Estos enclaves urbanos, en algunos casos catalogados como patrimonio de la humanidad, están afectados por procesos de inestabilidad que si bien no suponen un retroceso medio tan importante como el que afecta al litoral, son lo suficientemente importantes como para demandar medidas de vigilancia, protección y preservación (Ciampalini et al., 2012; Bianchini et al., 2014).

Por otra parte, aunque no estrictamente asociados a laderas, los procesos de subsidencia del terreno asociados al hundimiento total o parcial de cavidades pre-existentes también suponen un serio riesgo para las áreas urbanas. Las cavidades pueden ser de origen natural (i.e. dolinas cársticas) o de origen antrópico (i.e. galerías mineras) pero el colapso de las mismas induce cuantiosos daños y pérdidas económicas en áreas urbanas.

Ambos tipos de colapsos tienen en común que se trata de procesos muy rápidos, difíciles de prevenir y en los que la mitigación del riesgo pasa por un adecuado sistema de monitorización, en el caso de los colapsos asociados a laderas, y de detección anticipada para

el caso de las cavidades próximas a la superficie.

En este trabajo se analizan los factores que determinan los colapsos en acantilados, así como algunos métodos para la monitorización y alerta temprana de este tipo de procesos cuando afectan a áreas de alta vulnerabilidad. Se presentarán varios ejemplos, tanto en contextos sometidos a la dinámica litoral como en otros donde la dinámica fluvial y de laderas afecta a áreas urbanas que son Patrimonio de la Humanidad (el Tajo de San Pedro en la Alhambra de Granada). Así mismo, también se presentarán algunos métodos para la detección de cavidades en áreas urbanas (Cerro del Candado en Málaga), basados en técnicas geofísicas, que pueden contribuir a una mejor gestión y planificación del uso del suelo, disminuyendo la vulnerabilidad frente al colapso de las mismas.

2. FACTORES CONDICIONANTES Y DESENCADENANTES DE COLAPSOS

Los factores condicionantes de estos procesos de ladera son los habituales en las caídas y desprendimientos, que suelen subdividirse en cinco grupos: a) geográfico-topográficos; b) climáticos; c) litológico-mecánicos; d) dinámica litoral o de vertientes y e) antrópicos. En el primer grupo se debe destacar que los colapsos se producen en zonas escarpadas, con laderas o taludes verticales, o incluso con zonas extraplomadas asociadas a zonas litorales o fluviales con fuerte incisión. En el segundo grupo destaca la incidencia siempre importante de las precipitaciones o los cambios térmicos tanto diarios como estacionales, que en algún caso pueden actuar como factores desencadenantes (i.e. Frayssines y Hantz, 2006; Murton et al., 2016). Las características mecánicas de las rocas y/o suelos, así como su grado de saturación, son otro de los factores que condicionan los colapsos. Este factor, de enorme importancia en la mayor parte de los casos, puede ser crítico en alguno de los colapsos de origen antrópico como los procesos de "ruina montium" utilizados por los romanos para explotar el oro tanto en las Médulas (León) como en el Cerro del Sol (Granada) (i.e. Martín, 2000). Este factor es trascendental en los colapsos producidos por hundimiento de cavidades naturales, ya que estas cavidades se producen en rocas y/o suelos que tienen cierta facilidad para la erosión por

disolución bajo determinadas circunstancias (i.e. sulfatos, carbonatos y sales en general). La existencia de discontinuidades mecánicas previas (i.e. fallas o diaclasas), que actúan como planos de debilidad también es un factor determinante en los colapsos. En el cuarto grupo se deben destacar los procesos de erosión al pie de los acantilados y tajos como factores determinantes críticos para modificar el estado tensional del macizo rocoso y promover el colapso parcial o total de la vertiente. Por último, dentro de los condicionantes de origen antrópico se aúnan todas las circunstancias que llevan a la modificación del perfil de la ladera o a la modificación del estado tensional de la misma aplicando cargas al terreno en posiciones desfavorables para su estabilidad.

Entre los desencadenantes de estas inestabilidades de ladera aparecen los clásicos procesos que promueven caídas o desprendimientos súbitos como son los terremotos o las erupciones volcánicas además de los eventos climáticos de carácter extremo. En zonas donde se tiene un detallado inventario de desprendimientos y un exhaustivo control temporal de los mismos, se observa una excelente correlación entre precipitaciones extremas, oscilaciones térmicas y caída de bloques (i.e. véase el caso de la Sierra de Tramontana en Mallorca, Mateos et al., 2007; Mateos et al., 2012).

3. MONITORIZACIÓN DE COLAPSOS

La erosión de los tajos y o acantilados mediante sucesivos colapsos ha sido considerado durante mucho tiempo un proceso de carácter impredecible ligado a la dinámica de erosión y retroceso de estos relieves. Sin embargo, las nuevas técnicas de monitorización mediante fotogrametría terrestre o aérea, laser (LIDAR aéreo o terrestre) o radar (GB o PS-INSAR) han permitido obtener detalles sobre el proceso de rotura o la forma y geometría del volumen colapsado, entre otros factores. Así mismo, estas técnicas permiten dilucidar la importancia que tienen las discontinuidades mecánicas, la reología del material, sus propiedades mecánicas o la vegetación como factores condicionantes del proceso. Por otra parte, los estudios experimentales sobre la nucleación de grietas y la sucesiva coalescencia de las mismas hasta producir la rotura, han permitido diseñar un instrumental que puede ayudar a la

alerta temprana de estos procesos mediante el registro de ondas elásticas de carácter premonitorio. A continuación se presentan algunos detalles sobre estas técnicas y su aplicación a algunos casos concretos.

3.1. PROPAGACIÓN DE FRACTURA Y REGISTROS DE ONDAS ELÁSTICAS PREMONITORIAS

En aquellos casos en los que se ha tenido la posibilidad de observar la generación de grietas y la progresiva apertura de las mismas hasta desencadenar una rotura, se detecta una evolución con bastantes parámetros comunes en la propagación de la fractura. Las grietas tienden a nuclearse en el pie del escarpe y en la zona de cabecera. Posteriormente, se produce la apertura progresiva de las grietas, que a menudo están relacionadas con planos de debilidad previos, hasta producir el colapso definitivo. El plano de rotura se configura mediante la coalescencia progresiva de estas grietas a partir de la fracturación de los puentes (roca intacta entre dos grietas). La progresión de la fracturación se hace desde el pie hacia arriba y de manera coetánea desde la parte de cabecera hacia abajo. La última parte en fracturarse es la zona media tal y como refleja la figura 1 que representa la secuencia de fracturación en el colapso de un acantilado rocoso en Cornwall (SW de Inglaterra). En este caso particular, la erosión provocada por la dinámica litoral, que produce colapsos menores en el pie puede ser el principal condicionante de la inestabilidad.

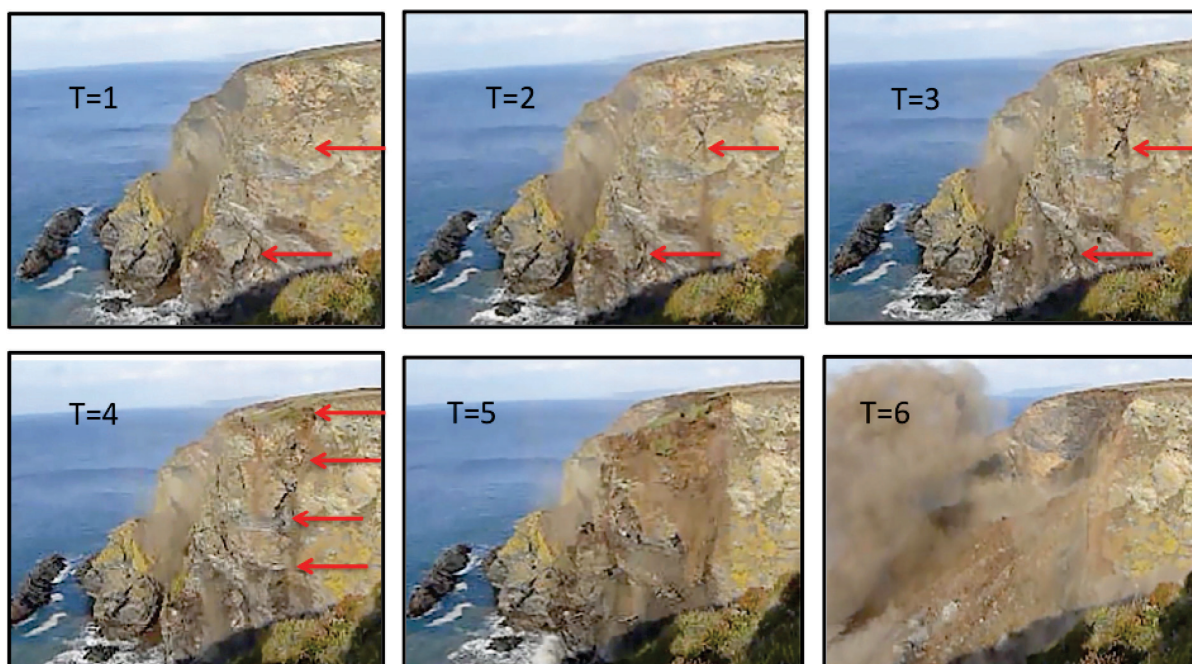


Fig. 1. Secuencias de un colapso en un acantilado rocoso en Cornwall (SW de Inglaterra). Obsérvese como la superficie de rotura se propaga desde el pie y la coronación hacia la parte central.

Aunque la predicción de estos colapsos súbitos sigue siendo difícil, se ha avanzado en el conocimiento de estos procesos a través de la investigación en la iniciación y posterior propagación de las fracturas hasta producir la rotura que produce el colapso Ohnaka y Mogi (1981, 1982). Estos autores investigan la frecuencia de las emisiones ondas elásticas cuando las rocas se someten a los ensayos de compresión uniaxial, identificando las ondas producidas durante la creación de las primeras grietas y separándolas de las que se producen cuando estas grietas van progresivamente coalesciendo. La coalescencia de las grietas en fracturas más grandes genera eventos micro-sísmicos que son progresivamente de mayor amplitud y menor longitud de onda. Esta es la base de los métodos de monitorización para la vigilancia y detección premonitoria de colapsos asociados a tajos y acantilados. Este tipo de experimentos se han puesto en práctica con relativo éxito en algunos casos como el de Mesnil-Val en Normandía (i.e. Amitrano et al., 2005 y Senfaute et al., 2009) o en los Alpes Franceses (Lacroix y Helmstetter, 2011). En otros casos, como en Yosemite (USA), el uso de este

instrumental únicamente ha registrado las ondas sísmicas producidas por el impacto de la masa colapsada (Zimmer et al., 2012). De cualquier modo, la investigación en este campo pone de manifiesto que el uso de sensores sísmicos y acústicos (infrasónicos), instalados suficientemente cerca de las zonas susceptibles de producir estas roturas, pueden ayudar a comprender los mecanismos de fracturación, así como, la amplitud y frecuencia de las ondas producidas. Esta información podría ser de vital importancia para promover una alerta temprana (entre 3 y 160 minutos antes de que se produzca la rotura; Senfaute et al., 2009) en zonas especialmente vulnerables a este tipo de procesos.

3.2. FOTOGRAMETRÍA DE ALTA RESOLUCIÓN TERRESTRE Y AÉREA: TIME-LAPSE

Las técnicas de restitución fotogramétrica a partir de fotos aéreas o terrestres de la misma zona pero tomadas desde diferentes posiciones de la cámara permiten obtener modelos digitales del terreno con precisión variable en función de la distancia y resolución de la fotografía. Estas técnicas son una opción para la monitorización de tajos y acantilados, en especial, a partir del fácil acceso dispositivos aéreos no tripulados (drones) o al control remoto de máquinas de fotos con una precisión de milisegundos. En el primer caso, se pueden realizar modelos digitales de alta precisión para controlar movimientos subcentimétricos como en el caso de Cerro Gordo, Almuñecar (Notti et al., 2015). En el segundo caso, se pueden preparar dispositivos de varias cámaras, colocados estratégicamente para capturar la ladera a controlar desde diferentes ángulos en el mismo milisegundo. Esto permite generar un modelo digital del terreno con precisión submétrica. Los diferentes modelos digitales del terreno, generados durante el tiempo de monitorización, pueden restarse mediante procesado y obtener una evolución temporal de los procesos antes, durante y después de los colapsos. En la figura 2 se muestra el sistema diseñado para el control remoto y vigilancia de las inestabilidades de ladera del Tajo de San Pedro bajo la Alhambra de Granada.



Fig. 2. Esquema de un sistema de monitorización exterior mediante la técnica del "time-lapse".

Estos sistemas tienen la gran ventaja de que son absolutamente moldeables a las necesidades de control, pudiendo programar la cadencia con la que se programan las fotografías. Por otra parte, pueden implementarse con sensores acústicos, sísmicos o de movimiento que activen el disparo de las fotografías. La gran ventaja de estos dispositivos es que son realmente económicos y su mayor desventaja estriba en el tiempo y dificultad del procesado de los datos, aunque puede ser parcial o totalmente automatizado.

3.3. TLS (LIDAR TERRESTRE)

Los dispositivos de TLS o LIDAR (siglas en inglés de “Laser Imaging Detection and Ranging”) realizan la medida del tiempo de viaje de un laser entre el sensor y un punto que actúe como objeto reflectante. Esto permite la localización de un punto con una precisión milimétrica o centimétrica en función de la distancia y el instrumental utilizado. El resultado es una nube de puntos (caracterización x,y,z en coordenadas cartesianas) que permitiría la

restitución de un modelo digital del terreno en 3D. La utilización del TLS para analizar tajos y acantilados se ha extendido (i.e. Abellán et al., 2006; 2011) ya que proporciona una alta resolución que permite la extracción de rasgos muy pequeños (i.e. modelos de distribución de grietas o dirección de apertura de éstas, orientación de discontinuidades, etc; Gigli et al., 2009, Gigli y Casagli, 2011). Al igual que en el caso de la fotogrametría, las superficies obtenidas en diferentes momentos pueden restarse para determinar geometrías y volúmenes de material movilizado. Una de las principales desventajas de este método es el procesado de la nube de puntos, eliminando los puntos que no reflejan la superficie topográfica, hasta la obtención del modelo digital del terreno.

3.4. INTERFEROMETRÍA RADAR TERRESTRE (GB-SAR)

El sistema SAR (siglas en inglés de "synthetic aperture radar") terrestre permite la emisión de una microonda mediante una antena emisora-receptora. Esta microonda, de amplitud y fase controlada, produce una ecoimagen de un escenario mediante un escaneo de objetos por "backscattered". El principio de la técnica es la evaluación de la diferencia de fase, pixel a pixel, entre dos escaneos del mismo escenario, separados un intervalo de tiempo (a esto se le denomina interferograma, Bamler y Hartl, 1998). La comparación de dos o más imágenes SAR subsecuentes y coherentes entre sí, puede proporcionar un mapa de desplazamientos a lo largo de la línea en donde se posiciona el sensor. Estos mapas pueden llegar a tener una resolución submétrica, dependiendo de la distancia entre el escenario y el sensor pero lo más interesante es que pueden alcanzar precisiones submilimétricas y frecuencias de muestreo de pocos minutos.

4. EL TAJO DE SAN PEDRO EN LA ALHAMBRA: RETROCESO MEDIANTE COLAPSOS PARCIALES

La colina sobre la que está situada la Alhambra tiene como sustrato una formación conglomerática conocida como "la Formación Alhambra". Se trata de un conglomerado con la

estratificación horizontal o ligeramente buzante hacia la Depresión de Granada. El conocido como "Tajo de San Pedro" es un corte vertical de la Formación Alhambra de unos 45 m, justo a los pies de la Alhambra -a 23 m de separación horizontal de su muralla- dominado por tramos conglomeráticos con cantos de hasta 10-20 cm, entre los que destaca algún nivel de paleosuelos de color rojizo. El Tajo de San Pedro tiene un origen natural producido por la erosión del río Darro. No obstante, su evolución en los últimos 500 años se ha acelerado, a base de colapsos parciales, gracias a determinadas actuaciones antrópicas, entre las que destaca la construcción de la Iglesia de San Pedro en 1605 que obliga al río a erosionar el pie del Tajo.

Uno de los rasgos más llamativos del Tajo de San Pedro es la presencia de fallas normales que cortan a toda la secuencia conglomerática (Fig. 3). Estas fallas son de carácter normal y pueden ser consideradas activas ya que producen sismicidad histórica y saltos topográficos en el relieve (Azañón et al., 2004; Justo et al., 2008). No obstante, y para el problema de estabilidad del Tajo de San Pedro, estas fallas constituyen canales de filtración de agua que modifican la permeabilidad primaria del conglomerado (Fig. 3).

Las inestabilidades de ladera observadas en el Tajo de San Pedro son colapsos parciales que afectan a zonas extraplomadas en la zona de coronación. El grado de saturación del terreno es crítico para determinar el factor de seguridad, el volumen de material movilizado y la velocidad del movimiento. Por tanto, el factor desencadenante de estas inestabilidades es la precipitación ya que existe una excelente correlación con los eventos pluviométricos de alta intensidad. Los principales desprendimientos de los últimos 10 años se produjeron en Noviembre de 2012 (pluviometría acumulada de 120 mm/mes) y Marzo de 2013 (191 mm/mes) en respuesta a eventos pluviométricos de 51 mm/día el primero y 34 mm/día el segundo. Los cálculos aproximados de las masas desprendidas se han estimado en 5 y 3,95 m³.



Fig. 3. Colapso parcial de la parte de coronación del Tajo de San Pedro producido en Noviembre de 2012.

El Tajo de San Pedro ha sido controlado mediante la técnica del TLS desde Mayo de 2007. En este periodo se han efectuado periódicos escaneos (usando dos escáneres diferentes, el Optech-Illris 3D y el sistema Leica C10) desde el Campanario de la Iglesia de San Pedro (menos de 70 m de distancia), obteniendo modelos digitales del terreno con una precisión subcentimétrica. Estos modelos se han comparado entre si. Como se puede apreciar en la Fig. 3 los desprendimientos se producen en la parte alta del Tajo de San Pedro tanto en el cantil derecho como en el izquierdo. El colapso de una zona extraplomada, es crítico para producir la inestabilidad sucesiva de los volúmenes situados inmediatamente por encima (Fig. 4).

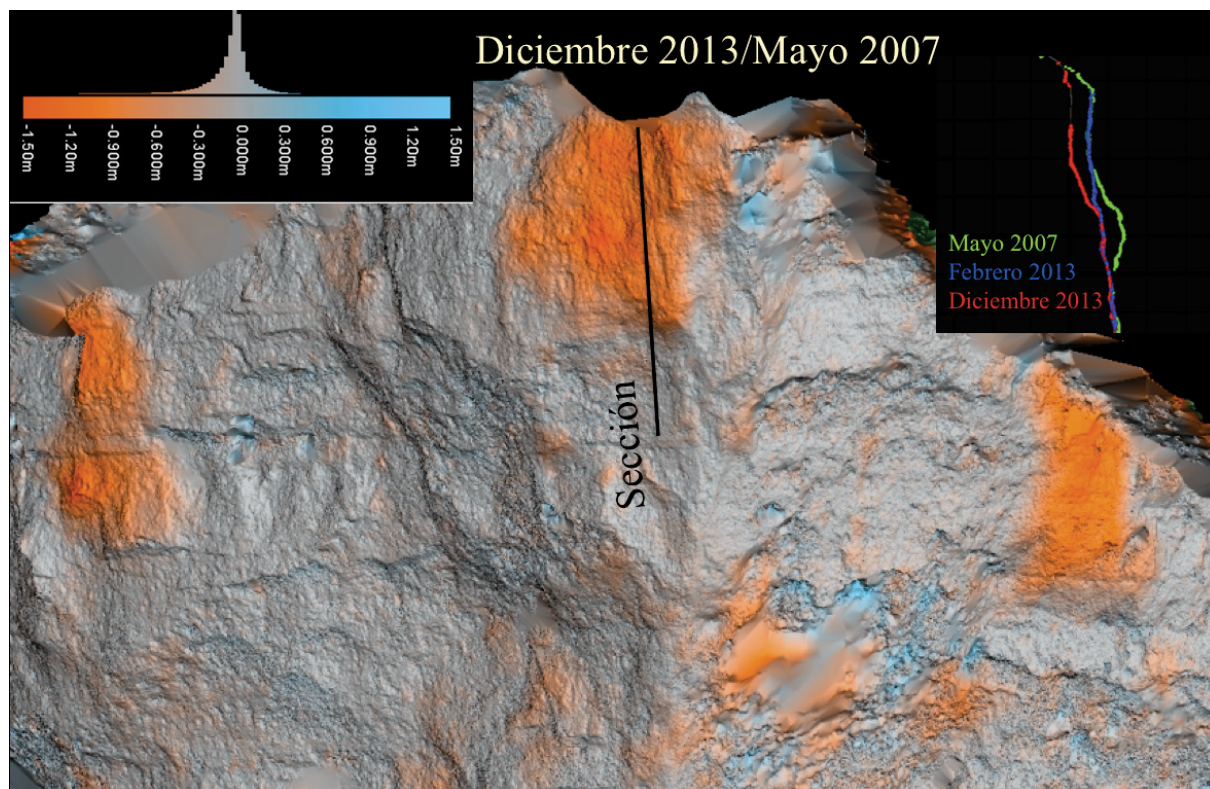


Fig. 4. TLS en el Tajo de San Pedro. La figura muestra el resultado de la resta de los dos modelos digitales obtenidos a partir del escaneo en Mayo de 2007 y Diciembre de 2013. La sección muestra los perfiles resultantes en el abside del Tajo a partir de tres escaneos.

Entre las medidas de control y vigilancia, se va a proceder a instalar diversos sistemas de monitorización en continuo y sensores sísmicos y acústicos en sondeos verticales en la zona de coronación y en perforaciones horizontales en diferentes puntos del Tajo. Se pretende establecer una correlación entre apertura de grietas, emisión de ondas elásticas y roturas que permitan una alerta temprana. La monitorización en continuo se realizará mediante la técnica de time-lapse con 4 cámaras ubicadas en lugares estratégicos para capturar el Tajo desde diferentes ángulos (Fig. 2).

5. PREVENCIÓN DE COLAPSOS: DETECCIÓN DE CAVIDADES

Las cavidades pueden ser de carácter natural o antrópicamente inducidas. En el primer caso,

su localización está intimamente ligada a la existencia de terrenos con materiales relativamente solubles, como carbonatos, sulfatos o sales. En estos terrenos se localizan cavidades que pueden estar parcialmente rellenas del material insoluble (i.e. terra rosa en terrenos cársticos). Entre las cavidades antrópicamente inducidas destacan las galerías y salas de explotación minera someras. Las cavidades pueden ser estudiadas de forma directa cuando se tiene acceso desde el exterior o de manera indirecta (Martínez-Moreno, 2017). Muchas cavidades permanecen desconectadas con el exterior, por lo cual su estudio se debe hacer de una forma indirecta mediante el uso de métodos geofísicos aplicados desde la superficie. Los métodos geofísicos permiten determinar la variación de las propiedades físicas del terreno y la estructura del mismo hasta varios metros de profundidad. Son métodos no invasivos ni destructivos y no generan ninguna alteración en el terreno donde se aplican. De todos los métodos geofísicos que se aplican en la actualidad para detectar cavidades, destacan principalmente la gravimetría, tomografía eléctrica, sísmica de refracción y georrádar. Estos métodos son capaces de detectar desde estructuras menores en superficie hasta mayores y más profundas con una buena resolución, lo que permite calcular modelos teóricos de la posición, morfología, dimensiones y profundidad de las cavidades. Estas técnicas deben estar acompañados por métodos geodésicos de precisión centimétrica para un correcto procesamiento e interpretación de los resultados.

5.1. MICROGRAVIMETRÍA

La gravimetría detecta las variaciones de densidad de los materiales del subsuelo. Se determinan a partir de las diferencias entre el valor real y teórico de la aceleración de la gravedad a las que se les denomina “anomalías gravimétricas”. El cálculo de estas anomalías en un área determinada permite obtener una configuración teórica de cuerpos de distinta densidad en profundidad. Es necesario realizar varias correcciones a los valores medidos para eliminar los efectos de variaciones temporales y espaciales: corrección de Aire Libre, corrección de Bouguer y corrección topográfica.

La corrección topográfica tiene en cuenta los relieves cercanos que afectan a la medida gravimétrica. Para eliminar esos efectos se utiliza el método de círculos de Hammer (Hammer, 1939, 1982) al que se le aplica una densidad media de las rocas hasta aproximadamente 20 km de distancia. El problema surge cuando se considera una densidad estándar a un relieve que contiene cavidades. Para resolver el problema, se debe realizar la corrección a distintas densidades y determinar cuál de ellas ofrece resultados que reflejen las características geológicas observadas en superficie (Martínez-Moreno et al., 2016).

Aplicadas todas estas correcciones se obtiene el mapa de anomalía de Bouguer que es la suma de las atracciones locales de los cuerpos someros (ruido superficial), cuerpos geológicos en el rango de profundidad de interés (anomalía residual), y de las atracciones regionales (anomalía regional). Para el estudio de cavidades se utiliza la anomalía residual que relaciona la variación de densidades hasta unas decenas de metros en profundidad. Para la separación de la anomalía regional y residual de la anomalía de Bouguer existen numerosos métodos, de los cuales se recomienda el uso del cálculo polinomial de grado 2 (Martínez-Moreno et al., 2015a).

5.2. TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA

El método de tomografía eléctrica engloba medidas de resistividad del terreno y polarización inducida. Consiste en introducir corriente en un par de electrodos y medir la diferencia de potencial en otro par de electrodos a lo largo de perfiles, de forma que se alcanzan decenas de metros. Cuando se deja de introducir corriente existe un retardo asociado a la capacidad de ciertos materiales para retener dicha corriente, lo que se conoce como polarización inducida. Estos materiales son los metales y los materiales arcillosos. Las cavidades se detectan como cuerpos resistivos dentro de un material menos resistivo en el método de resistividad (Martínez-Moreno et al., 2015b), y con alta cargabilidad en polarización inducida asociado a la presencia de arcillas de descalcificación producto del desarrollo de cuevas en materiales carbonatados (Martínez-Moreno et al., 2013, 2014).

5.3. TOMOGRAFÍA SÍSMICA

La sísmica de refracción se basa en el análisis de los rayos refractados críticamente a partir de ondas elásticas generadas por perturbaciones menores en el terreno. La lectura de las primeras llegadas y el espaciado entre geófonos proporcionan los datos necesarios para aplicar las ecuaciones de las trayectorias de los rayos críticos, y permiten calcular las velocidades de propagación de las ondas bajo la superficie y la profundidad a la que lo hacen.

La sísmica de reflexión se basa en las trayectorias de rayos que se reflejan en las distintas capas del subsuelo. De esta forma se obtiene un conjunto de trazas sísmicas procedentes de todos los disparos realizados, se procesan y después se reordenan en puntos reflectores comunes. El conjunto de trazas constituye la denominada sección sísmica de reflexión.

Las cavidades se detectan con bajas velocidades y ausencia de trazado de rayos (sísmica de refracción) y absorción de frecuencias (sísmica de reflexión) (Valois et al., 2010; Martínez-Moreno et al., 2014).

5.4. GEORADAR

El georradar consiste en la emisión de ondas electromagnéticas hacia el interior del terreno. Se trata de pulsos electromagnéticos de corta duración que son emitidos para posteriormente recoger las reflexiones que se producen en las distintas capas del subsuelo. El georradar se utiliza de forma habitual en la detección de cuevas superficiales debido a que las amplitudes de ondas electromagnéticas reflejadas en el techo de las cavidades pueden ser detectadas en el radargrama.

Este método detecta solo la morfología del techo de las cavidades, de forma que por debajo de ese reflector se produce una absorción de la onda electromagnética (Leucci, 2006; Martínez-Moreno et al., 2014)

6. EL CERRO DEL CANDADO (MÁLAGA): EL COLAPSO DE CAVIDADES MINERAS

El Cerro del Candado es un pequeño monte de planta elíptica (700 x 400 m) situado en la provincia de Málaga, 8 kilómetros al E del centro de la ciudad. La base del monte está a 65 m por encima del nivel del mar y su cota máxima está a 125 m. La principal peculiaridad de este monte es la intensa actividad antrópica que ha padecido en los últimos años. El 11 de septiembre de 2000 se produjo un colapso en el interior del Cerro que provocó la destrucción de dos viviendas y el desalojo, por patologías severas, de toda una urbanización construida en su cara oeste (figura 1).

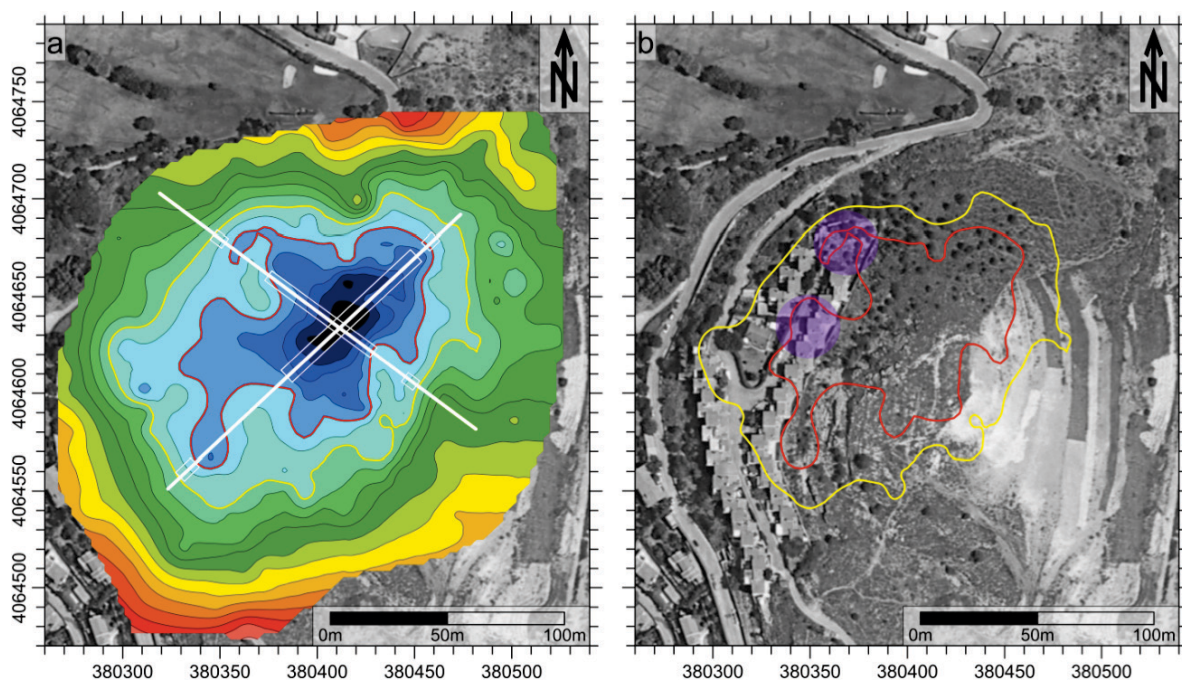


Fig. 5. Anomalías gravimétricas en el Cerro del Candado. Obsérvese que la urbanización está construida en la vertiente occidental y la Ronda de Málaga en la vertiente oriental.

Las intervenciones desarrolladas en el medio físico que habrían influido en los fenómenos ocurridos son: una explotación minera de yeso que estuvo activa hasta la década de los años 60, la urbanización de 30 viviendas en su cara oeste durante el año 1988 y la construcción de

la ronda Este de Málaga entre los años 1990 y 1992. El desmonte para la construcción del talud de la autovía desencadenó diferentes inestabilidades de ladera entre los años 1993 y 2000. La figura 5 muestra el área que ocupan las cavidades mineras, detectadas a partir de un análisis microgravimétrico de alta precisión (Martínez-Moreno et al., 2016), una vez que se realizó una precisa corrección topográfica. El colapso produjo importantes desplazamientos que pudieron registrarse porque se estaba realizando una nivelación de alta precisión.

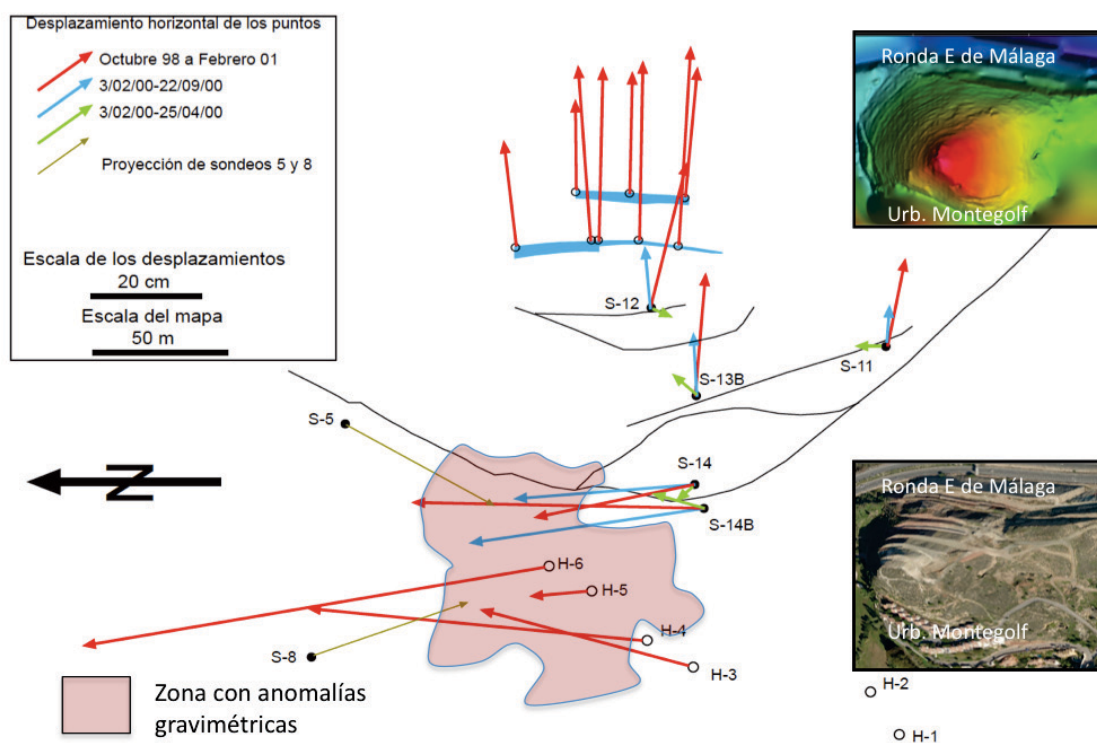


Fig. 6. Control de desplazamiento horizontal de hitos y grietas. Control fotográfico de desplazamiento en la zona de la urbanización. Obsérvese la correspondencia entre la zona con anomalías gravimétricas y la zona probable de hundimiento.

La figura 6 muestra la componente horizontal de los desplazamientos a partir de los datos de nivelación topográfica de alta precisión antes y después del colapso. En la zona de coronación del Cerro los desplazamientos hacia el N son superiores a los 40 cm, mientras que en la zona

oriental (talud de la autovía) se registran desplazamientos de más de 20 cm. A partir de estos datos se pudo constatar hundimientos de más de 1,4 m en la coronación del Cerro. Otra de las cuestiones interesantes de este caso es la diferencia de comportamiento entre la parte oriental y central del Cerro. La parte oriental, a diferencia del resto del Cerro, pasa de moverse hacia el N, en los controles realizados con anterioridad al colapso, a moverse hacia el E durante y después del colapso. La discontinuidad que marca el límite entre ambos dominios es una grieta que ya existía previamente pero su apertura pasa de menos de un centímetro a más de un metro (Fig. 3).

6.1. COMPARACIÓN DE FOTOGRAFÍAS PARA CALCULAR DEFORMACIONES EN EL CERRO DEL CANDADO

La cuantía de los desplazamientos medidos en el Cerro del Candado, y la existencia de fotos previas al colapso, permiten probar una técnica de comparación de fotografías para la estimación de la deformación y cotejar los resultados con los de la nivelación de alta precisión. En la figura 7 se utilizan técnicas informáticas simples para analizar las diferencias entre dos imágenes del cerro del Candado, tomadas desde el mismo lugar, pero con un año de diferencia (antes y después del colapso de 11 de septiembre de 2000). La primera imagen fue tomada por un vecino de dicha urbanización el día 24 de julio de 2000. La imagen se tomó con una cámara Canon EOS 500N y un Objetivo Canon 35-80 con el zoom cerrado al máximo (distancia focal: 80mm). El centro de la imagen (o punto de interés, PI) está situado a 290 m de distancia del punto desde el que se tomó la fotografía, (o punto de vista, PV). La diferencia de cota entre PI y PV es de 33 m, por lo que la foto se obtuvo con un ángulo de altitud (ángulo pan) de $+6.5^\circ$. La segunda imagen fue tomada el día 4 de agosto de 2001, y gracias a la colaboración del vecino propietario de la misma, se pudo utilizar la misma cámara y objetivo, cerrando también el zoom al máximo, desde prácticamente idéntico PV, y con el mismo PI (y por tanto, mismos ángulos pan y tilt). La horizontalidad (ángulo roll) se pudo repetir con un error máximo de 1° a 2° . La distancia focal de 80 mm asegura la ausencia de la deformación en los bordes.

Con un programa de tratamiento de imágenes se modificó la escala de la segunda imagen, se realizó una rotación de la misma, y se recortaron apropiadamente los bordes hasta obtener imágenes del mismo tamaño (1600x800 píxeles), y coincidentes en los puntos seleccionados. Los errores de este proceso son muy pequeños: en torno a un 0.8 por mil en posición y escala, y 0.01° en rotación. La escala aproximada es de 13.5 píxeles/metro (con un error estimado inferior al 10%). En consecuencia, y mediante un simple cálculo trigonométrico, se puede deducir que, a la distancia de la cima del cerro, la escala es de 11 píxeles/metro (con error inferior al 10%). A esta escala, el tamaño del pixel es de unos 9 centímetros en el entorno de la cima, por lo que cualquier desplazamiento superior a 50 cm debe ser claramente visible a simple vista. Mediante la técnica del "morphing" y partiendo de una "triangularización", se eligen unos puntos de referencia en la imagen 1 en los que se pueda encontrar una correspondencia en la imagen 2 y se observa la diferencia entre ambos que viene marcada en color azul violáceo en el perfil del Cerro (Fig. 7)

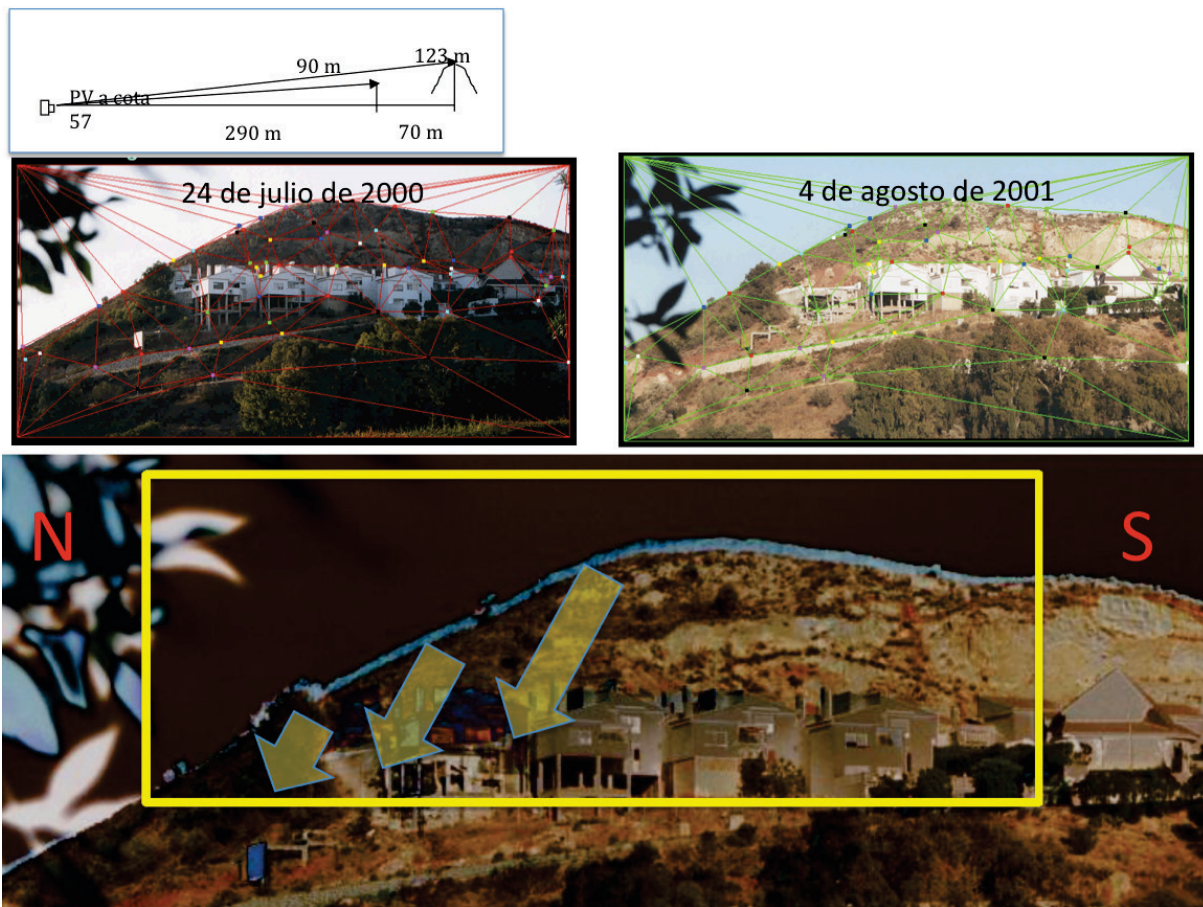


Fig. 7. Localización de la deformación del Cerro del Candado a partir del análisis comparativo de dos fotografías. Nótese como la parte de coronación del Cerro descende (hasta 1,5 m según las medidas sobre los hitos) y la parte izquierda avanza hasta el N (hasta 0,5 m según el control de hitos).

6.2. MODELIZACIÓN NUMÉRICA MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS

Una vez conocidas las deformaciones del Cerro del Candado, se ha intentado modelar mediante elementos finitos para calibrar el efecto del desmonte del talud de la ronda E de Málaga en el cambio del estado tensional. Los resultados de esta modelización, en la que se

han tenido en cuenta las propiedades mecánicas del material implicado y la geometría 3D del Cerro ponen de manifiesto la complejidad del proceso y la importancia de los diferentes factores condicionantes (Azañón et al., 2012). La vinculación, a nivel tenso-deformacional, entre las inestabilidades generadas en el talud de la ronda E de Málaga y las sucesivas medidas de contención se han analizado en varias modelizaciones 2D y 3D. En la actualidad se está realizando una nueva modelización con el software ABAQUS y un modelo elástico-plástico de comportamiento del terreno. El objetivo es analizar la generación y propagación de grietas mediante elementos finitos. Los resultados preliminares reflejan una excelente correlación entre las grietas que se formarían en los laterales de las cavidades y las existentes sobre el terreno en superficie. Por tanto, la hipótesis sobre el origen del colapso alude a que tanto el desmonte como las inestabilidades subsecuentes produjeron un cambio tenso-deformacional en el Cerro del Candado que favoreció la propagación de la grieta que marca el límite entre ambos dominios hacia abajo hasta alcanzar las cavidades mineras, induciendo su colapso. Esto explicaría la división del Cerro en dos bloques separados que presentan movimientos ortogonales (el bloque central hacia el N y el oriental hacia el E) uno con respecto al otro (Azañón et al., 2012).

7. CONCLUSIONES

- El carácter súbito de la mayor parte de los colapsos, que afectan a áreas urbanizadas, infraestructuras o bienes de interés cultural, impide tomar medidas que puedan salvaguardar o disminuir los daños materiales. Los avances en los procedimientos de alerta temprana ante este tipo de procesos pasan por: a) la investigación de los factores que contribuyen a determinar y desencadenar estos procesos, y b) el análisis de los mecanismos que facilitan la propagación de las pequeñas grietas y fisuras hasta formar los plantos de rotura.
- Para el estudio de los factores condicionantes y desencadenantes es necesario monitorizar y analizar de manera contemporánea variables de carácter climático,

litológico o relacionadas con las propiedades mecánicas de los materiales. Los diferentes métodos de monitorización permiten el análisis de las geometrías y volúmenes afectados por estos procesos. Así mismo, el control de las ondas elásticas emitidas durante el desarrollo del plano de rotura mediante la destrucción de los "puentes" entre las grietas permite conocer los mecanismos de propagación y apertura de estas grietas hasta alcanzar el punto crítico. La interpretación de estas señales abre una puerta a la anticipación temporal a la producción de roturas (entre 3 y 160 minutos).

- Las nuevas técnicas geofísicas y el avance en el procesado de los datos obtenidos con estas técnicas, permite ya la detección y caracterización de cavidades tanto de carácter natural como antrópico. Estas técnicas deberían usarse para la correcta planificación territorial de los usos del suelo, en especial, cuando el entorno esté en rocas susceptibles de sufrir procesos de disolución (i.e. carbonatos, sulfatos, sales) o cuando se esté próximo a zonas que la explotación minera haya producido modificaciones relevantes, tanto por excavación como por sobrecarga, en la distribución de tensiones en el terreno.

8. REFERENCIAS

- Abellán, A., Vilaplana, J.M., Calvet, J., García-Selles, D., and Asensio, E., 2011. Rockfall monitoring by terrestrial laser scanning — case study of the basaltic rock face at Castellfollit de la Roca (Catalonia, Spain). *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 11: 829–841.
- Abellán, A., Vilaplana, J.M., and Martínez, J., 2006. Application of a long-range terrestrial laser scanner to a detailed rockfall study at Vall de Núria (eastern pyrenees, Spain). *Eng. Geol.* 88: 136–148.
- Amitrano, D., Grasso J.R., and Senfaute G. 2005. Seismic precursory patterns before a cliff collapse and criticalpoint phenomena. *Geophys Res Lett* 32(8): L08314.
- Azañón, J.M., Puertas, E., Ureña, C., Gallego R., and Romero-Gomez. F., 2012. Collapse in a rock massif induced by lateral confinement loss: the case of Montegolf (Malaga, Spain)". *Geophysical Research Abstracts*, Vol. 14, EGU2012-11737, EGU General Assembly, Viena.

- Azañón, J.M., Azor, A., Booth-Rea, G., and Torcal, F., 2004. Small-scale faulting, topographic steps and seismic ruptures in the Alhambra (Granada, southeast Spain). *Journal of Quaternary Science*, 19, 3: 219-227.
- Bamler, R., and Hartl, P., 1998. Synthetic aperture radar interferometry *Inverse Problems*, 14: 4.
- Bianchini, S., Ciampalini, A., Raspini, F., Bardi, F., Di Traglia, F., Moretti, S., and Casagli, N., 2015. Multi-temporal evaluation of landslide movements and impacts on buildings in San Fratello (Italy) by means of C-band and X-band PSI data. *Pure Appl. Geophys.* 172: 3043-3065.
- Ciampalini, A., Cigna, F., Del Ventisette, C., Moretti, S., Liguori, V., and Casagli, N., 2012. Integrated geomorphological mapping in the north-western sector of Agrigento (Italy). *J. Maps* 8: 136–145.
- Corominas, J. 1989. Clasificación y reconocimiento de los movimientos de ladera. En: J. Corominas (Ed.). *Estabilidad de Taludes y Laderas Naturales*. Monografía nº3. Sociedad Española de Geomorfología. Zaragoza. pp.1-30.
- Corominas, J. y Alonso, E. 1984. Inestabilidad de laderas en el Pirineo Catalán. Tipología y causas. *Jornadas sobre Inestabilidad de Laderas en el Pirineo*. Universidad Politécnica de Barcelona: C-1-C.53.
- Corominas, J. y García Yagüe, A. 1997. Terminología de los movimientos de ladera. IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada. Vol. 3: 1051-1072.
- Costa, S. 2000. Le recul des falaises du pays de Caux, *Bull. Inf. Geol. Bass. Paris*, 37: 31–34.
- Costa, S., Delahaye, D., Freire-Diaz, S., Di Nocera, L., Davidson, R., and Plessis E. 2004. Quantification of Normandy and Picardy chalk cliff retreat by photogrammetric analysis, edited by: Mortimore, R. N. and Duperret, A., *Coastal chalk Cliff Instability*, Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications, 20: 139–148.
- Cruden D.M., and Varnes D.J., 1996. Landslides Types and Processes. In: Turner A.K. & Schuster R.L. (Eds.) *Landslides: Investigation and Mitigation*. Transportation Research Board Special Report 247. National Academy Press, WA, 36-75.
- Duperret, A., Genter, A., Martinez, A., and Mortimore, R. N., 2004. Coastal chalk cliff instability in NW France: the role of lithology, fracture pattern and rainfall, edited by: Mortimore, R. N. and Duperret A., in: *Coastal chalk Cliff Instability*, Geological Society, London, Eng. Geol. Sp., 20: 33–55.
- Duperret, A., Genter, A., Martinez, A., Mortimore, R. N., Delacourt, B., and Pomerai, M. R. 2002. Coastal Rock Cliff Erosion by Collapse at Puys, France: The Role of Impervious

- Seams within Chalk of NW Europe, *J. Coastal Res.*, 18(1): 52–61.
- Frayssines, M., and Hantz, D., 2006. Failure mechanisms and triggering factors in calcareous cliffs of the subalpine ranges (French Alps), *Eng. Geol.*, 86: 256–270.
- García Yagüe, A., y García Álvarez, J., 1988. Clasificación tipológica de los movimientos de ladera. *Comunicaciones II Simposio sobre Taludes y Laderas Inestables*. Andorra la Vella. pp. 53-64 .
- Gigli, G., and Casagli, N., 2011. Semi-automatic extraction of rock mass structural data from high resolution LIDAR point clouds. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 48: 187–198.
- Gigli, G., Mugnai, F., Leoni, L., and Casagli, N., 2009. Analysis of deformations in historic urban areas using terrestrial laser scanning. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 9: 1759–1761.
- Hammer, S.I., 1939. Terrain corrections for gravimeters stations. *Geophysics*, 4, 184-194.
- Hammer, S.I., 1982. Critique of terrain corrections for gravity stations. *Geophysics*, 47, 839-840.
- Justo, J.L., Azañón, J.M., Azor, A., Saura, J., Durand, P., Villalobos, M., Morales, A., and Justo, E. Neotectonics and slope stabilization at the Alhambra, Granada, Spain. 2008. *Engineering Geology*, 100 (3-4): 101-119.
- Lacroix, P., and Helmstetter, A., 2011. Location of seismic signals associated with microearthquakes and rockfalls on the Séchilienne landslide, French Alps *Bulletin of the Seismological Society of America*, 101 (1): 341-353.
- Leucci, G. 2006. Contribution of Ground Penetrating Radar and Electrical Resistivity Tomography to identify the cavity and fractures under the main Church in Botrugno (Lecce, Italy). *Journal of Archaeological Science*, 33:1194-1204.
- Martín, J., 2000. Geología e historia del oro de Granada. *Boletín Geológico y Minero*. 111, 47-60.
- Martínez-Moreno, F.J., 2017. Origen, evolución y nuevos hallazgos de la Gruta de las Maravillas (Aracena). *Universidad Internacional de Andalucía, Huelva (Spain)*. ISBN: 978-84-7993-320-3.
- Martínez-Moreno, F.J., Galindo-Zaldívar, J., González-Castillo, L., and Azañón, J.M., 2016. Collapse susceptibility map in abandoned mining areas by microgravity survey: A case study in Candado hill (Málaga, southern Spain). *Journal of Applied Geophysics* 130, 101-109.
- Martínez-Moreno, F.J., Galindo-Zaldívar, J., Pedrera, A., González-Castillo, L., Ruano, P., Calaforra, J.M. and Guirado, E. 2015. Detecting gypsum caves with microgravity and ERT under soil water content variations (Sorbas, SE Spain). *Engineering Geology*, 193:

38-48.

- Martínez-Moreno, F.J., Galindo-Zaldívar, J., Pedrera, A., Teixido, T., Ruano, P., Peña, J.A., González-Castillo, L., Ruiz-Constán, A., López-Chicano, M. and Martín-Rosales, W., 2014. Integrated geophysical methods for studying the karst system of Gruta de las Maravillas (Aracena, Southwest Spain). *Journal of Applied Geophysics*, 107:149-162.
- Martínez-Moreno, F.J., Galindo-Zaldívar, J., Pedrera, A., Teixidó, T., Peña, J.A. and González-Castillo, L. 2015. Regional and residual anomaly separation in microgravity maps for cave detection: The case study of Gruta de las Maravillas (SW Spain). *Journal of Applied Geophysics*, 114: 1-11.
- Martínez-Moreno, F.J., Galindo-Zaldívar, J., Pedrera, A., Teixidó, T., Peña, J.A. and González-Castillo, L. 2015. Regional and residual anomaly separation in microgravity maps for cave detection: The case study of Gruta de las Maravillas (SW Spain). *Journal of Applied Geophysics*, 114: 1-11.
- Martínez-Moreno, F.J., Pedrera, A., Ruano, P., Galindo-Zaldívar, J., Martos-Rosillo, S., González-Castillo, L., Sánchez-Úbeda, J.P. and Marín-Lechado, C., 2013. Combined microgravity, electrical resistivity tomography and induced polarization to detect deeply buried caves: Algaidilla cave (Southern Spain). *Engineering Geology*, 162: 67-78.
- Mateos, R.M., Azañón, J.M., Morales, R., and López-Chicano, M., 2007. Regional prediction of landslides in the Tramuntana Range (Majorca) using probability analysis of intense rainfall. *Zeitschrift fur Geomorphologie*, 51 (3): 287-306.
- Mateos, R.M., García-Moreno, I., and Azañón, J.M., 2012. Freeze-thaw cycles and rainfall as triggering factors of mass movements in a warm Mediterranean region: The case of the Tramuntana Range (Majorca, Spain) (2012) *Landslides*, 9 (3): 417-432.
- Murton, J.B., Kuras, O., Krautblatter, M., Cane, T., Tschofen, D., Uhlemann, S., Schober, S., and Watson, P., 2016. Monitoring rock freezing and thawing by novel geoelectrical and acoustic techniques. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 121 (12): 2309-2332.
- Notti, D., Galve, J.P., Mateos, R.M., Monserrat, O., Lamas-Fernández, F., Fernández-Chacón, F., Roldán-García, F.J., Pérez-Peña, J.V., Crosetto, M., and Azañón, J.M., 2015. Human-induced coastal landslide reactivation. Monitoring by PSInSAR techniques and urban damage survey (SE Spain). *Landslides*, 12 (5): 1007-1014.
- Ohnaka, M. and Mogi, K., 1981. Frequency dependence of acoustic emission activity in rocks under incremental uniaxial compression, *B. Earthq. Res. I.*, 56: 67-89.
- Ohnaka, M. and Mogi, K., 1982. Frequency characteristics of acoustic emission in rocks under uniaxial compression and its relation to the fracturing process to failure, *J.*

Geophys. Res., 87: 3873-3884.

- Senfaute G. Duperret, A. and Lawrence, J.A., 2009. Micro-seismic precursory cracks prior to rock-fall on coastal chalk cliffs: a case study at Mesnil-Val, Normandie, NW France. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 9: 1625–1641.
- Valois, R., Bermejo, L., Guérin, R., Hinguant, S., Pigeaud, R. and Rodet, J., 2010. Karstic morphologies identified with geophysics around Saulges caves (Mayenne, France). *Archaeological Prospection*, 17: 151-160.
- Zimmer, V.L., Collins, B.D., Stock, G.M., Sitar, N., 2012. Rock fall dynamics and deposition: An integrated analysis of the 2009 Ahwiyah Point rock fall, Yosemite National Park, USA. *Earth Surface Processes and Landforms*, 37 (6): 680-691.

¡ALERTA, RIESGO DE ALUDES!



JOAN MANUEL VILAPLANA

Grup R.C. RISK NAT, I.R. GEOMODELS, Dept. Dinàmica la Terra i de l'Oceà, Secció de Geodinàmica i Geofísica, Facultat de Ciències de la Terra, Universitat de Barcelona.

RESUMEN. *El contenido de esta conferencia tiene dos partes. En la primera se presenta el fenómeno de los aludes, viendo sus características sus distintas tipologías y su impacto físico. Este impacto genera un riesgo evidente y por ello son necesarias unas buenas estrategias de mitigación, las cuales se introducen brevemente. En la segunda parte se presenta una pequeña historia de lo que han sido y es el estudio de los aludes en España y sus aplicaciones en la gestión del riesgo natural. Unas reflexiones finales nos llevan a comentar las principales debilidades y fortalezas en la gestión del riesgo de aludes, concluyendo, entre otras cosas, que debemos mejorar en las aplicaciones y en las decisiones de la gestión territorial.*

1. INTRODUCCIÓN

En esta conferencia tiene como objetivo ser un elemento de motivación y reflexión sobre los aludes de nieve. Se pretende dar una visión a nivel divulgativo de qué son y cómo se comportan los aludes, y se introducen las estrategias básicas de mitigación para una buena gestión del riesgo. Se presenta una breve exhaustiva historia sobre los inicios y la evolución del conocimiento y la gestión del riesgo de aludes en España. Finalmente se realizan unas reflexiones finales para una mejor gestión del riesgo de aludes, especialmente en la gestión del riesgo territorial, haciendo hincapié en la defensa no estructural.

2. ALUDES Y ZONAS DE ALUDES

Un alud es un movimiento en masa de una porción del manto nivoso a lo largo de una ladera. Los aludes se producen en zonas con innivación estacional ya sean zonas de latitudes altas o zonas de montaña dónde las precipitaciones sólidas son en forma de nieve, al menos durante una parte del año. Debemos diferenciar entre un alud y una zona de aludes (término muy utilizado en la cartografía y zonificación de los aludes). Una zona de aludes es una superficie topográfica bien delimitada sobre el terreno en la cual se pueden producir aludes de forma periódica. Los aludes que en ella se producen con recurrencias variables, son de tamaños distintos y no siempre ocupan, en cada evento, toda la zona de aludes.

3. EL FENÓMENO COMO PELIGRO NATURAL

Un alud o avalancha de nieve es el desplazamiento rápido de una porción del manto nivoso, de volumen variable a lo largo de una ladera que se produce por la rotura de un equilibrio de estabilidad entre las fuerzas de resistencia que mantienen estable el manto y las fuerzas gravitacionales. La rotura del manto da lugar al inicio del alud. El inicio o zona de salida del alud puede ser puntual o lineal. Cuando la nieve no tiene cohesión el manto nivoso se suele disgregar en un punto único dando lugar a una salida puntual y el flujo producido se propaga ladera abajo incorporando nieve de la superficie. Cuando la nieve tiene una determinada cohesión y se produce la rotura, se genera una cicatriz o escarpe en la zona de salida. La ausencia o el contenido de agua de la nieve (nieve seca o nieve húmeda) influyen en la tipología del alud, especialmente en el movimiento de propagación.

4. TIPOS DE ALUD

Existen diferentes clasificaciones para los aludes atendiendo a diversos factores como la zona de salida, la morfología por la que discurre, las características de la nieve involucrada, los mecanismos de propagación, el tipo de depósito, etc. Entre ellas cabe destacar la clasificación propuesta por la UNESCO (1981) y la clasificación utilizada en la clave NIMET, son clasificaciones pensadas para especialistas. A efectos prácticos y de divulgación, los servicios de predicción de aludes y los profesionales de la montaña suelen utilizar una clasificación sencilla que diferencia tres conjuntos de aludes: los de nieve reciente, los de placa y los de nieve húmeda o de fusión.

4.1. Alud de nieve reciente

La nieve involucrada es nieve fresca, no transformada, que puede ser seca o húmeda. Son aludes que se producen en las horas posteriores a las nevadas o, en el caso que éstas sean muy intensas, se pueden producir durante la nevada. Estos aludes se propagan generando un flujo turbulento. El alud más característico es el de nieve reciente seca que genera un aerosol (también llamado alud de nieve polvo) (Figura 1 Izquierda).

En la mayoría de los casos, los mecanismos de propagación suelen combinar dos tipologías de

flujos y entonces hablamos de aludes de tipo mixto (Figura 2), con un flujo granular denso en la base cubierto por un aerosol que implica un flujo turbulento de baja densidad. Las zonas de trayecto de estos aludes suelen ser abiertas, no confinadas por la topografía, llegando a veces, a remontar contrapendientes.



Figura 1. (1-Izquierda) Alud de nieve reciente con aerosol (Rapa Roies, valle de Boí, Pirineo de Lleida, Enero 1996). (1-Derecha) Aludes de nieve húmeda o de fusión con salida puntual (A) dónde el flujo es superficial; y con salida lineal (B). En este segundo caso se trata de un deslizamiento basal, dónde el nivel de despegue es el terreno con una baja rugosidad (Tignes-Val Claret, Alpes franceses, Abril 2017).

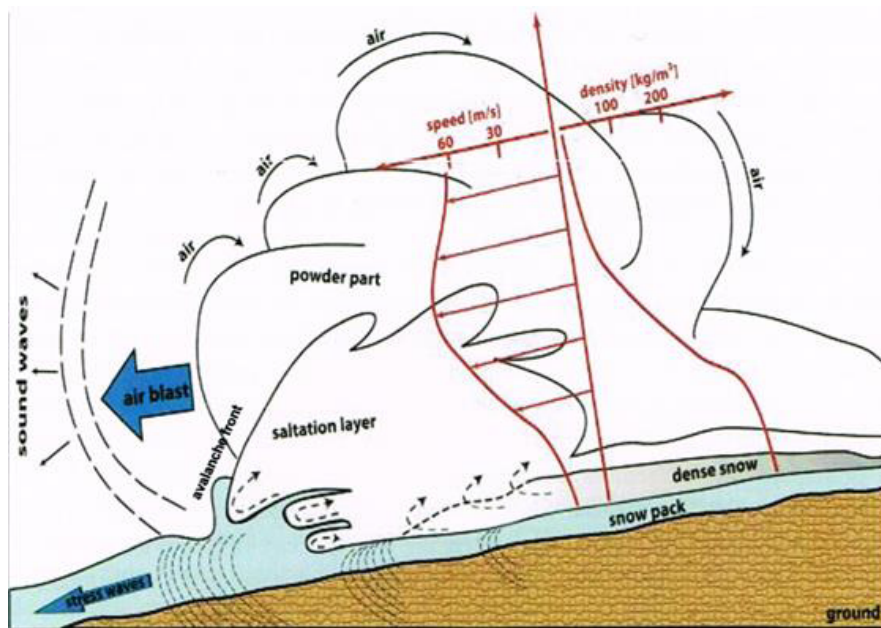


Figura 2. Ilustración que muestra los mecanismos que actúan en la propagación de un alud de tipo mixto. En azul el manto nivoso, en gris el flujo denso y arriba en blanco el flujo turbulento y de baja densidad del aerosol. Obsérvese la acción erosiva en el frente que retroalimenta el propio flujo incrementando la masa. Dibujo original de A. Kogelnig reproducido de Pérez-Guillén (2016).

4.2. ALUD DE PLACA

Estos aludes son de salida lineal, produciendo siempre una cicatriz de cabecera. Pueden ser de placa dura o de placa blanda según el grado de cohesión de la nieve. En el primer caso, se produce una rotura de una capa o conjuntos de capas del manto nivoso muy cohesivas y frágiles (Figura 3). En la zona de salida del alud se produce un deslizamiento translacional por rotura sobre un nivel de debilidad estructural. El desplazamiento fragmenta la placa en bloques angulosos que van desmenuzándose a medida que el alud avanza ladera abajo. En el segundo caso también se produce una rotura lineal pero la menor cohesión de la nieve genera la disgregación de la misma en pequeños fragmentos y gránulos cuyo desplazamiento suele generar un flujo granular. Si la ladera es muy empinada y larga el alud va acelerándose y puede transformarse en un flujo de tipo



Figura 3. Alud de Placa (Cap de Vaqueira, Diciembre 1987)

mixto (denso en la base con aerosol; Figura 2). En la generación de un alud de placa es indispensable la existencia de una capa subyacente de nieve con una estructura muy débil que actuará como nivel de despegue del alud y de propagación de la fractura.

Un caso particular, y muy destacable de aludes de placa dura son las placas de viento o de nieve venteada; capas muy cohesivas y frágiles formadas por la acumulación de nieve transportada por el viento en zonas de sotavento. En general, la existencia de cornisas de nieve es un indicio de la existencia de placas vertiente abajo, a pesar de que no se trata de una condición imprescindible. Las placas tienen un aspecto particular con un color blanco mate, de forma lenticular en sección. Estos aludes se suelen producir en vertientes abiertas, sobre todo en zonas convexas, y a menudo por el paso de una o varias personas (esquiadores alpinistas, etcétera). La fragilidad de estas placas y su desunión con las capas inferiores permiten que un pequeño sobrepeso actúe como factor desencadenante del alud.

4.3. ALUD DE NIEVE HÚMEDA O DE FUSIÓN

Cuando la temperatura del aire se mantiene durante un cierto tiempo por encima de 0°C, empieza la transformación del manto nivoso por fusión parcial de los granos de nieve. Estos se recubren por una fina película de agua que les da una cohesión capilar. En estas condiciones, típicas de la primavera, pero que también pueden darse en determinados momentos del invierno, se producen los aludes de nieve húmeda o de fusión. Cuando el peso de la nieve húmeda en determinadas pendientes (con densidades elevadas que pueden sobrepasar los 0,5 g/cm³) supera la resistencia del manto nivoso a la estabilidad éste se rompe y se genera un flujo de nieve denso a lo largo y ancho de la ladera (Figura 1 Derecha). La nieve fluye condicionada por la topografía, muchas veces confinada en canales y torrenteras. Los aludes de nieve húmeda son flujos de nieve de morfología y funcionamiento parecido a las corrientes de derrubios.

5. FACTORES CAUSALES DE LOS ALUDES

Los aludes no se producen todos por las mismas causas. En la formación de los aludes intervienen una combinación de factores intrínsecos y otros extrínsecos al escenario donde se genera la avalancha de nieve. Entre los factores intrínsecos más relevantes cabe destacar la pendiente de la ladera donde se originará el alud. El rango de pendientes más favorables a la formación de aludes se sitúa entre 28 y 50°. Otros factores intrínsecos como, la orientación, la exposición al viento, la altitud, la convexidad de la ladera, la rugosidad del terreno y la cobertura vegetal de la ladera son determinantes en la generación de aludes.

Entre los factores extrínsecos, aquellos que son variables en el tiempo e influyen en la mayor o menor resistencia interna del manto nivoso, cabe destacar por un lado los meteorológicos como la cantidad e intensidad de la nevada, la intensidad del viento, la evolución de la temperatura, las posibles lluvias sobre la nieve y, por otro lado, las sobrecargas mecánicas del manto nivoso y la existencia de capas internas con debilidad estructural.

6. ALUDES NATURALES VERSUS ALUDES ACCIDENTALES

La gran mayoría de los factores que causan los aludes son naturales, en consecuencia una parte de los aludes son considerados también naturales. De todas maneras en la mayor parte de los aludes que producen accidentes con daños a personas interviene un factor antrópico en su generación. Estos aludes se denominan accidentales. Los aludes accidentales son desencadenados involuntariamente por la sobrecarga de una o varias personas (con esquís, plancha, raquetas, moto de nieve o a pie). Exceptuando algún caso, la mayoría de estos aludes son del tipo alud de placa.

7. CAPACIDAD DESTRUCTIVA DE LOS ALUDES: TALLA, VELOCIDAD Y PRESIÓN DE IMPACTO

Además del tipo de alud su tamaño es importante para valorar su capacidad destructiva. Generalmente los aludes de tamaño pequeño y mediano (Talla 1, 2 o 3, Figura 4) son los más frecuentes y los que afectan a las zonas supraforestales. Cada temporada se producen numerosos aludes de esta magnitud (naturales y accidentales) en todos los macizos de alta montaña. Entre ellos, los aludes accidentales de talla mediana (Talla 3, Figura 4) son los que provocan más accidentes entre las personas que frecuentan la montaña invernal.

ESCALA DE TAMAÑOS DE ALUDES

Tamaño	Nombre	Clasificación según el potencial destructivo	Clasificación según la zona de llegada
Tamaño 1	Purga o colada	El riesgo de ser enterrado por el alud es mínimo (riesgo de caídas).	El alud se para normalmente antes de llegar al final de la ladera.
Tamaño 2	Alud pequeño	Puede enterrar, herir o matar a una persona.	El alud se para normalmente al final de la ladera.
Tamaño 3	Alud mediano	Puede enterrar o destruir un coche, dañar un camión, destruir un edificio pequeño o romper un número pequeño de árboles.	El alud atraviesa zonas planas (de pendiente considerablemente menor de 30°) a lo largo de una distancia menor de 50m.
Tamaño 4	Alud grande	Puede enterrar y destruir un vagón de tren, un camión grande, varios edificios o una parte de un bosque.	El alud atraviesa zonas planas (de pendiente considerablemente menor de 30°) a lo largo de una distancia mayor de 50m y puede llegar al fondo de valle.
Tamaño 5	Alud muy grande	Puede modificar el paisaje. Posibilidad de potencial destructivo desastroso.	Llega al fondo de valle. Alud de mayor recorrido conocido.

Versión EAWS, 2013-2014

Figura 4. Tamaño de los aludes con indicación del potencial destructivo y de las características de su alcance
Fuente: aemet.es

En el Pirineo (Figura 5) el 80% de los accidentes son debidos a placas de viento muchas veces desencadenados por las propias víctimas. Un 15% son debidos a aludes de fusión y el 5% restante de nieve reciente. La muerte de personas debido al impacto de los aludes se produce por traumatismos, por asfixia debida al enterramiento y por hipotermia. Si relacionamos el grado de peligro previsto por los servicios de emisión del BPA, la mayoría de accidentes corresponden a situaciones de nivel 3 en la escala de 5 (Martí, 2014).

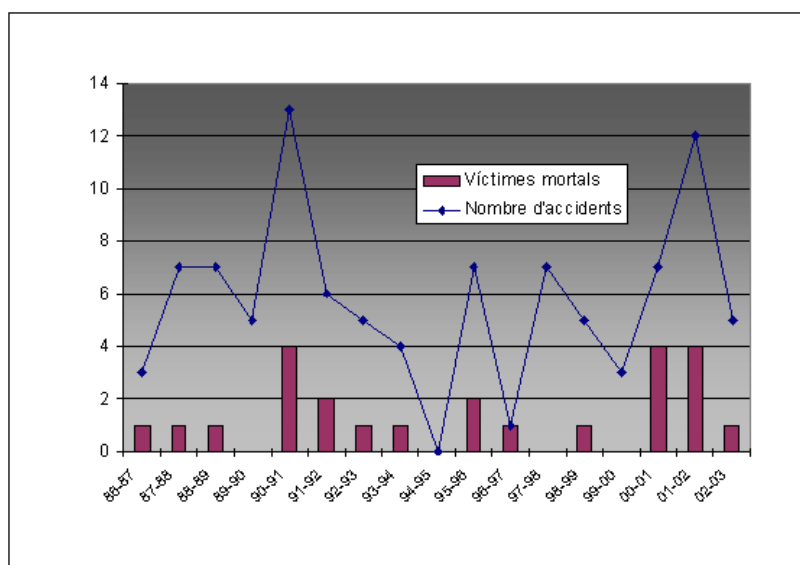


Figura 5.: Accidentes y víctimas mortales por aludes en el Pirineo durante 17 temporadas. Fuente: ICGC.

Los aludes naturales de gran tamaño (Talla 4 o 5, Figura 4) suelen tener una recurrencia de decenal a centenaria. Estos aludes tienen un gran poder destructivo sobre el bosque y pueden llegar al fondo del valle principal. Suelen afectar a carreteras y ferrocarriles de montaña, a los accesos a las estaciones de esquí y, en algunos casos, producen daños en edificaciones de zonas urbanizadas (Figura 6).



Figura 6. Impacto de un alud sobre una edificación. La avalancha arrasó una zona de bosque; véase los árboles arrancados y desplazados en el depósito. (Foto ICGC; alto valle del Ter, Pirineo de Girona, Enero 1996).

La velocidad de propagación de los aludes suele ser de varios metros por segundo pero tiene

una gran variabilidad según el tipo de flujo, la pendiente del terreno y la masa calidad de la nieve implicada. Los aludes de nieve seca con aerosol suelen alcanzar velocidades muy elevadas, desde 60 km/h hasta 400 km/h. Los aludes de nieve húmeda o de fusión suelen ser más lentos y sus velocidades se sitúan alrededor de los 20 ó 30 km/h, pudiendo superar los 60 km/h en determinados casos en función de la masa desplazada y de la pendiente de la ladera.

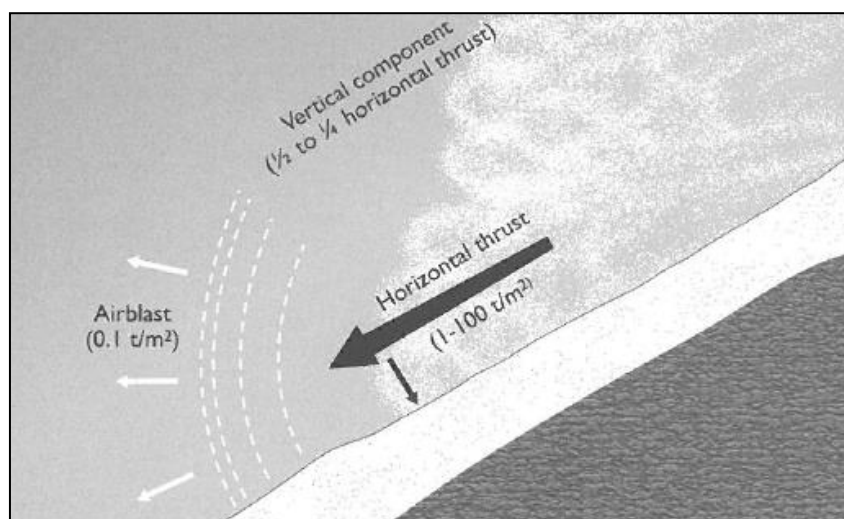


Figura 7. Esquema mostrando las presiones de impacto de un alud de nieve reciente (seca) según McClung & Schaerer (2006). $10 \text{ kPa} \approx 1 \text{ t/m}^2$

La fuerza destructiva de un alud depende de la presión de impacto que ejerce el flujo de nieve sobre las estructuras que encuentra en su trayectoria y en ella influyen sobre todo la masa y la velocidad del flujo (Figuras 7 y 8).

Presión de impacto (kPa)	Daño potencial
1	Rompe ventanas
5	Pasa a través de las puertas
30	Destruye estructuras de madera
100	Arranca de raíz coníferas maduras
1000	Mueve estructuras de hormigón reforzado

Figura 8: Correlación entre la presión de impacto y el daño potencial que puede provocar un alud (McClung & Schaerer, 2006).

8. LA MITIGACIÓN DEL RIESGO DE ALUDES

La capacidad destructiva de infraestructuras y de provocar daños a las personas hace considerar a los aludes como fenómenos con peligrosidad relevante. El incremento de la exposición territorial y social al peligro de aludes en las zonas de montaña, le da una categoría de riesgo natural de primer orden. En consecuencia, desde la zonificación de la peligrosidad, a la instalación de obras de protección, pasando las acciones de autodefensa y por la gestión de la emergencia, hay un conjunto de actuaciones que deben implementarse para la reducción del riesgo de aludes.

La mitigación del riesgo de aludes se centra fundamentalmente en una buena estrategia de predicción: tanto en la predicción temporal como en la espacial. La predicción temporal o en el tiempo se basa en la previsión nivometeorológica y en el análisis de la estabilidad del manto nivoso (a nivel general de macizo o local). Los servicios de predicción de aludes suelen emitir diariamente un boletín del peligro de aludes (BPA) para zonas, valles o macizos determinados, en base a una escala europea de 5 niveles de peligro. Este producto va dirigido a los servicios de protección civil, a los centros invernales y a todas aquellas personas que frecuentan la montaña invernal (esquiadores, alpinistas, etc.).

La predicción espacial o en el espacio se basa en la cartografía de las zonas de aludes y en la zonificación de la peligrosidad de las mismas. Estas herramientas deben ser tenidas en cuenta en la ordenación territorial y en la planificación urbanística a nivel municipal.

Estas acciones de tipo no estructural, deben ser complementadas con actuaciones de defensa estructural. La protección de las zonas expuestas a los aludes se basa en la combinación de acciones permanentes y/o temporales de defensa activa y pasiva (paravientos, barreras de retención, saneo con explosivos, diques de desvío, dientes de frenado, galerías o semitúneles, etc.).

9. UNA BREVE HISTORIA SOBRE CONOCIMIENTO DE LOS ALUDES EN ESPAÑA

Han pasado más de 30 años (Noviembre de 1986) desde que empecé a trabajar en aludes de nieve. En 1988 presentamos la primera comunicación sobre aludes en el II Simposio de Taludes y Laderas en Andorra (Bosch y Vilaplana, 1988). En Octubre de 1989, conjuntamente con Xavier Bosch (1953-1990) y Glòria Furdada, presentábamos tres comunicaciones (Bosch et al, 1989; Furdada et al, 1989 y Vilaplana et al, 1989) y un vídeo sobre el proyecto de “Estudio del Riesgo de Aludes en el Pirineo de Cataluña” en el Encuentro Internacional “Catástrofes y Sociedad” que organizó MAPFRE en Madrid. Yo hablé de “Los aludes: un riesgo mal conocido”. Obviamente me refería a mal conocido en España, dónde hasta entonces muy pocos habían tratado este fenómeno. Jerónimo López Martínez, por su condición de geólogo y alpinista miembro de la Comisión Internacional de Socorro Alpino (CISA-IKAR) fue de los primeros en escribir sobre el tema (López Martínez, 1985, 1988).

En aquel entonces, en las Montañas Rocosas de EEUU y Canadá y en los países del arco alpino, las estrategias de defensa ya hacía tiempo que consideraban la exposición al riesgo de aludes, no únicamente de los montañeros, sino de la red viaria y ferroviaria y también del urbanismo. En España, en los años 80, la realidad era otra: había poco conocimiento del fenómeno que se veía restringido a la alta montaña, en general poco ocupada y frecuentada únicamente por esquiadores y montañeros alpinistas. No obstante, el impacto de los aludes sobre este último colectivo era creciente y preocupante. Entre 1975 y 1989 se produjeron un total de 53 víctimas mortales: 33 en los Pirineos, 8 en el Sistema Central, 2 en la Cordillera Cantábrica, 1 en los Montes Vascos y 9 en Sierra Nevada (López Martínez, 1989).

A partir de 1986 el *Servei Geològic de Catalunya* y el Dpto. de Geología Dinámica, Geofísica y Paleontología de la Universitat de Barcelona iniciaron el proyecto “Estudio del Riesgo de Aludes en el Pirineo de Cataluña”. Los objetivos principales eran: 1) disponer de una cartografía de las zonas de aludes a escala 1:25.000, útil para la ordenación territorial, (Mases y Vilaplana, 1991; Furdada et al, 1995) y 2) implementar un sistema de predicción temporal del peligro de aludes en el Pirineo de Cataluña con la emisión de un Boletín de Peligro de Aludes (BPA). En 1990, en EEUU, esta iniciativa se presentó por primera vez a la comunidad internacional (Furdada et al, 1990).

A primeros de los 90, desde la Oficina de Proyectos del IGME en Zaragoza, se trabajó durante unos años en el conocimiento de las zonas peligrosas de aludes en el Pirineo Central aragonés (Saéz, 1995, Saéz y Ríos, 1995).

Por parte de investigadores de la Universidad de Zaragoza, se realizó una propuesta metodológica para cartografiar zonas de aludes que se ha aplicado a algunas zonas del alto Pirineo de Aragón (Julián et al., 1999 y 2000).

Desde el punto de vista académico y de investigación se realizaron las dos primeras tesis doctorales sobre aludes en España; una sobre prevención y defensa en el Pirineo aragonés (Muñoz, 1988) y otra sobre predicción espacial y aplicaciones de la cartografía en el Pirineo catalán (Furdada, 1995).

Una síntesis de esta primera época de lucha contra el riesgo de aludes en España y especialmente en el Pirineo de Cataluña se recoge en Vilaplana y Gavalda (1994) y en Vilaplana, J.M. y Martínez, P. (1996) respectivamente.

Treinta años más tarde, se han alcanzado una serie de logros destacables, tanto en el ámbito I+D+I como en la aplicación de resultados en la gestión del riesgo de aludes.

9.1. AVANCES EN LA INVESTIGACIÓN

En el ámbito académico y de investigación, durante estos años, se han realizado diversos proyectos nacionales e internacionales de investigación que han comportado diversas tesis doctorales y publicaciones que han permitido un notable avance del conocimiento y una internacionalización del tema en nuestro país. Aunque es una temática que ha ocupado a pocos investigadores cabe decir que, además de Universidades, determinados organismos públicos son muy activos en este ámbito y cada vez más lo son también algunos profesionales.

Las líneas concretas de investigación se pueden agrupar en distintos ámbitos temáticos. Se ha

trabajado en cartografía y en la caracterización espacio-temporal de zonas de aludes con aplicaciones a la gestión territorial: desde la delimitación del máximo alcance en zonas de aludes (Furdada & Vilaplana, 1998) hasta la caracterización de episodios mayores en el Pirineo (Oller et al., 2016).

Para poder evaluar la peligrosidad de los aludes es imprescindible conocer la frecuencia de ocurrencia de los mismos. Igual que para los movimientos de ladera en zonas de montaña, no se dispone de registros históricos de calidad que nos den un calendario lo más completo posible de episodios significativos. Para poder conocer la recurrencia de los grandes episodios de aludes en el Pirineo, se ha trabajado con la técnica de la dendrogeomorfología analizando los anillos de crecimiento de los árboles en las grandes zonas de aludes de áreas boscosas (Molina et al., 2004 y Muntán et al., 2009).

Análisis específicos del riesgo se han realizado en muy pocos casos; Vada et al. (2012) hicieron un análisis de un escenario concreto en el camino de acceso al refugio Vega de Urriellu, bajo el Naranjo de Bulnes, en los Picos de Europa.

También se ha investigado sobre la acción del viento sobre el manto nivoso (Font, et al., 1998 y Mases et al., 1998). Las relaciones entre la erosión, el transporte eólico y la sedimentación de ventisqueros y formación de placas tienen una especial importancia en la gestión espacial del peligro y riesgo de aludes.

Uno de los campos en los que más se ha innovado en España ha sido en la experimentación. Para incrementar el conocimiento de los aludes es indispensable la comparación entre los datos observados (medidos sobre el terreno) con los resultados de la modelización analógica y numérica. En el marco de proyectos internacionales realizados en zonas experimentales de campo, el equipo de aludes de la UB (grupo RISK NAT) ha trabajado desde 1993 y está trabajando actualmente en el conocimiento del comportamiento dinámico de los flujos de nieve en aludes. Estas investigaciones se basan en el análisis de la señal sísmica (Suriñach et al., 2001; Biescas et al., 2003) y de infrasonidos (Kogelnig et al., 2011) obtenida en los experimentos producidos con aludes y comparadas con otros datos (video, radar, etc.). La caracterización del comportamiento del flujo, su talla y su dinámica (velocidad y energía) es el principal objetivo de estos estudios (Vilajosana, 2007a,b; Pérez-Guillen, 2016).

Finalmente comentar que también se ha trabajado en el aspecto climático de los aludes, especialmente en la influencia del cambio climático sobre el manto nivoso y los aludes. La mayoría de trabajos que relacionan nieve con cambio climático se refieren al impacto del mismo sobre la evolución de la distribución altitudinal y en grosor del manto nivoso (López-Moreno et al., 2014). La relación con los aludes en el Pirineo está tratada en los trabajos de García-Sellés et al. (2009 y 2013) así como el Tercer Informe sobre el Cambio Climático de Catalunya (2016). Se prevé una posible reducción de los ciclos de grandes aludes en los Pirineos durante el siglo XXI. Sin embargo no se debe descartar la ocurrencia de eventos extremos en los próximos decenios.

9. 2. LA GESTIÓN DEL RIESGO

Las principales estrategias para la mitigación del riesgo de aludes se basan en la predicción espacial (cartografía) y en la predicción temporal del fenómeno (Previsión del peligro de

aludes). Estas tareas no tendrían la misma repercusión si no se realizaran acciones de formación, divulgación y sensibilización.

En España, actualmente hay algunos organismos y entidades que trabajan sobre aludes en los distintos macizos ibéricos, normalmente en colaboración con organismos de investigación y universidades. La mayoría se dedican a la previsión del peligro de aludes a través de un boletín que es difundido a través de internet las redes sociales. La mayoría de estas entidades se dedican a la formación y a la difusión de la información referente al estudio de la nieve, los aludes y la seguridad en montaña.

9.2.1. Las cartografías y las bases de datos

Actualmente el *Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya* (ICGC), en el marco del servicio de información y prevención de aludes, dispone de las 14 hojas del Mapa de Zonas de Aludes, a escala 1:25.000, del Pirineo de Cataluña (figura 9). Este organismo también ha construido una Base de Datos de Aludes de Cataluña (BDAC).

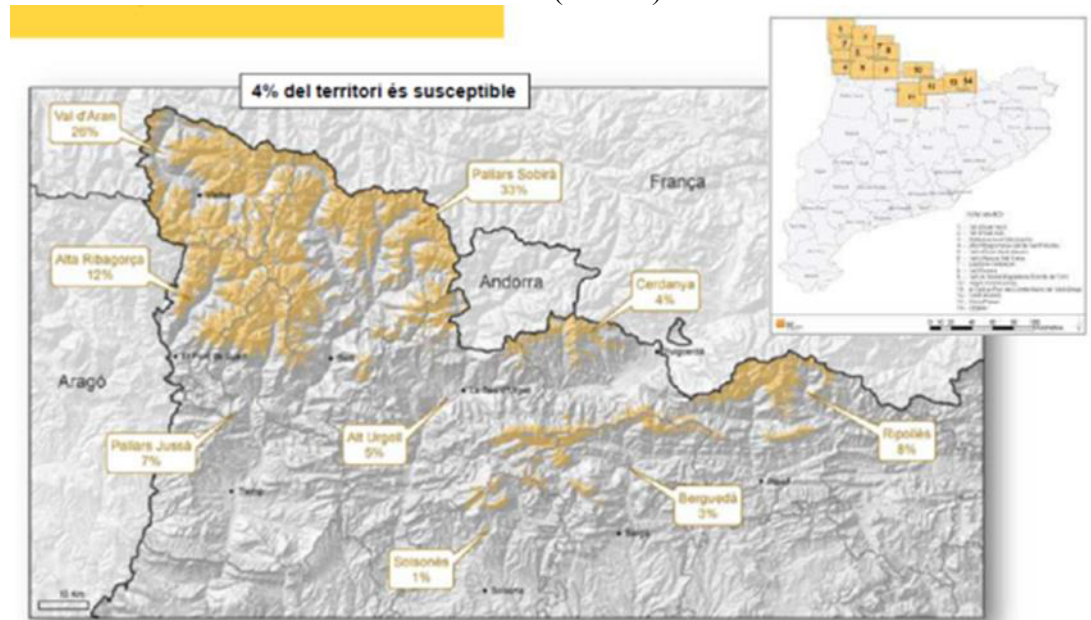


Figura 9. A partir del Mapa de Zonas de Aludes (ver las 14 hojas realizadas en el recuadro superior derecho), la superficie del Pirineo de Cataluña afectada por aludes de nieve se ha estimado en 5.092 km². Se indican los porcentajes de afectación de cada comarca de montaña (Fuente: ICGC)

El ICGC es el responsable de realizar la zonificación de la peligrosidad por aludes en Cataluña. Hace unos años inició un plan para la Zonificación del Terreno según el Peligro de Aludes (ZTPA). Se realizó un estudio piloto (Oller et al., 2013) en el cual se definió una matriz de peligrosidad de doble entrada relacionando Intensidad/Frecuencia (Figura 10). Estos documentos son imprescindibles para la planificación territorial y urbanística en zonas de montaña y para la buena gestión de Protección Civil.

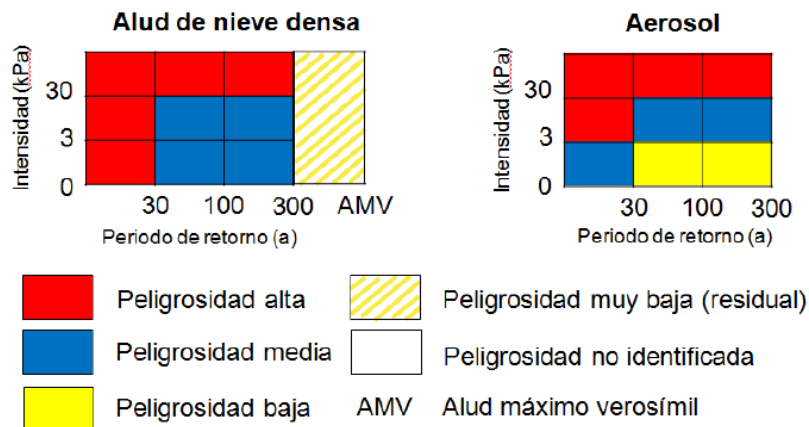


Figura 10. Matriz para la evaluación de la peligrosidad del Zonificación del Terreno según el Peligro de Aludes (ZTPA) del ICGC, propuesta en un estudio piloto (Oller, et al., 2013).

Investigadores de la Universidad de Zaragoza han realizado diversas cartografías de zonas de aludes y de susceptibilidad en zonas del alto Pirineo aragonés (Chueca y Julián, 2010; Chueca et al., 2014).

En las montañas asturianas, Wozniak y Marquínez (2004), desde el INDUROT, realizaron unas cartografías de susceptibilidad a los aludes a escala regional. Y en el alto Sil se realizó un estudio geomorfológico de las zona de aludes (Santos González et al., 2010).

9.2.2. La predicción del peligro de aludes

El ICGC emite un Boletín de Peligro de Aludes (BPA) de emisión diaria (<http://www.icgc.cat/es/Ciudadano/Explora-Cataluna/Aludes>), que nació en 1990 y se difundió (inicialmente para los fines de semana) partir de 1991 (Furdada et al., 1990). Esta predicción, diferenciada en 7 zonas nivoclimáticas (macizos/valles) del Pirineo catalán, va dirigida a todos los usuarios (particulares, colectivos y organismos) que viven, trabajan o frecuentan el medio invernal de la alta montaña. Protección Civil de Cataluña también necesita el BPA para gestionar un Plan de Emergencias contra el riesgo de aludes (ALLAUCAT) existente desde 2010.

En el Valle de Aran, desde la temporada 2003/2004, las actividades y las actuaciones productos relacionados con los aludes y la seguridad (cartografía, investigación (Bacardit et al, 2016), BPA, predicción local para itinerarios de montaña y para carreteras (Gavalda y Benet, 2014 y Gorospe et al., 2016) se han ido consolidando en el sí del Centro de Predicción de Lauegi que depende del *Conselh Generau d'Aran* (<http://lauegi.conselharan.org/>). Este activo grupo trabaja en coordinación con el ICGC.

La AEMET hace muchos años que empezó a trabajar en nivología y aludes. En 1993 el Centro Meteorológico Regional de Aragón, La Rioja y Navarra del antiguo Instituto Nacional de Meteorología inició la predicción del peligro de aludes. Actualmente, durante la temporada de invierno, emite diariamente boletines de información nivológica y de peligro de aludes para distintos macizos ibéricos (Pirineos, Picos de Europa, Sistema Central, Cordillera Ibérica

y Sierra Nevada; <http://www.aemet.es/es/eltiempo/prediccion/>).

En 2013 se creó A lurte que es un Centro pirenaico de referencia para la gestión de riesgos de montaña. A lurte está localizado en Canfranc (Huesca) y se ha dedicado al estudio de la nieve y los aludes mediante diferentes actividades: emisión de un boletín de peligro de aludes en la zona (www.alurte.es/boletin.php) y actividades de formación y difusión.

En Alto de Campoo y en Picos de Europa se emite un BPA por parte de una entidad privada, Meteocampoo (www.meteocampoo.es/boletin-peligro-aludes.html).

Las estaciones de esquí reciben y utilizan las informaciones de los BPA. En algunos casos realizan ellas mismas la predicción local y se encargan de la correspondiente información a sus clientes. Estas empresas tienen la responsabilidad de mantener la seguridad frente al riesgo de aludes en todo su dominio por todo ello tienen diseñado un Plan de intervención de desencadenamiento de aludes (PIDA).

También existen una serie de empresas y profesionales consultores trabajan en el ámbito de la geología, la geotecnia y el medio ambiente que se dedican a realizar estudios técnicos sobre aludes y su protección. Cada vez más, las tareas de predicción local, cartografía, zonificación y defensa para la protección de carreteras, ferrocarriles de montaña, estaciones de esquí, etc, ocupa a más profesionales.

Finalmente decir que existe es una asociación que promueve el conocimiento de la nieve y los aludes (ACNA; <http://acnacat.weebly.com/>) que nació en el año 2008. ACNA agrupa todas las personas interesadas en el mundo de la nivología y los aludes, sean montañeros, esquiadores, guías, profesionales diversos, académicos, gestores, etc. Tiene como objetivos principales los siguientes: divulgar los riesgos asociados a la nieve y los aludes, así como la información y el conocimiento técnico de nivología y aludes, recientemente ha publicado la traducción al castellano de unos de los mejores manuales para los que frecuentan la montaña en invierno (Tremper, 2016). ACNA se dedica a comunicar y relacionar los profesionales y aficionados que trabajan en el ámbito de la nieve y los aludes; a facilitar los encuentros entre especialistas y usuarios, promover intercambios de experiencias y favorecer las relaciones con técnicos y asociaciones de países extranjeros; y a apoyar, alentar y ayudar a la investigación emprendida por personas físicas o jurídicas, públicas o privadas, favorecer la coordinación y proponer estudios.

10. REFLEXIONES FINALES

En España, en los últimos 30 años ha habido un gran avance en el conocimiento sobre los aludes de nieve tanto a nivel científico-técnico como a nivel divulgativo. También se ha realizado un gran esfuerzo en estrategias de mitigación, tanto en la obtención y análisis de los datos como en los productos obtenidos: Tenemos cartografías, disponemos de servicios de predicción y se han ejecutado muchas actuaciones defensivas. Los resultados obtenidos no obstante, no son equivalentes en todos macizos peninsulares y, me atrevo a decir, que algunas decisiones en la gestión del riesgo no han sido suficientemente valientes para considerarlas efectivas.

La necesidad de disponer de cartografías de aludes y la correspondiente zonificación de peligrosidad es una urgencia, en parte alcanzada, pero queda aún mucho por hacer. Es

necesario un plan de cartografía de aludes en zonas donde todavía no existe. Y es también imprescindible que la zonificación de la peligrosidad se realice en todos aquellos municipios e infraestructuras más expuestos al riesgo de aludes. Asimismo, si no convertimos los mapas de peligrosidad en documentos reglamentarios, no avanzaremos en la buena gestión territorial. Lo decía ya el Informe RISKCAT sobre los riesgos naturales en Cataluña (Vilaplana & Payàs, 2008). Si no se procede de esta forma, con decisiones valientes, los daños sobre bienes por el impacto de aludes van a aumentar. En relación a la accidentabilidad por aludes y por lo que respecta al Pirineo de Catalunya, del cual el ICGC dispone de una larga serie de datos, en los últimos cinco años el promedio anual de accidentes ha subido ligeramente y esto es consecuencia del aumento de factor exposición. Contrariamente, el número de muertos ha disminuido de 1,5 a 0,6 por año. Esta disminución de la mortalidad se debe a la tarea de sensibilización ejercida por todas las personas y los organismos, públicos y privados, involucrados en esta misión. De todas formas el camino de la mitigación sigue y es largo, y tener en cuenta el factor humano es fundamental. Por tanto, es necesario potenciar todavía más la formación, la información y la sensibilización de nuestra sociedad.

AGRADECIMIENTOS

A todos los compañeros y compañeras que me han acompañado en este largo viaje por los paisajes nevados (que todavía sigue) y que me han aportado mucho más de lo que yo he sido capaz de dar. Un recuerdo muy especial a la memoria de Xavier Bosch i Martí (1953-1990) que nos dejó en la plenitud de su vida: sin él yo no habría entrado en el mundo de los aludes. La presentación de esta conferencia ha sido posible gracias al proyecto CHARMA (CGL2013-40828-R) financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación.

REFERENCIAS

- Bacardit, M., Ivan Moner, Jordi Gavalda, Glòria Martí, Carles Garcia, (2016). Human-triggered slab avalanche properties from the catalan Pyrenees. *Proceedings, International Snow Science Workshop*, pp.541-547. Breckenridge, Colorado,
- Biescas, B. Dufour, F., Furdada, G., Khazaradze, G. & Suriñach, E. (2003). Frequency content evolution of snow avalanche seismic signals. *Surveys in Geophysics*, 24(5):447-464.
- Bosch, X. y Vilaplana, J. M. 1988. Evolución del manto nival y riesgo de aludes en el Pirineo catalán. En: E. Alonso y J. Corominas (Eds.). *II Simposio sobre Taludes y Laderas Inestables*. Volumen de comunicaciones. Andorra la Vella.
- Bosch, X., Furdada, G. y Vilaplana, J. M. 1989. Los programas de predicción de riesgo de aludes, justificación, fundamentos, precedentes y situación actual. *Encuentro Internacional "Catástrofes y Sociedad"*. Volumen de Ponencias y Comunicaciones. Fundación MAPFRE e ITSEMAT. pp. 233-248. Madrid.
- Chomette L., Bacardit M., Gavalda J. Dumont M., Tuzet F., Moner I., 2016. Effects of saharan dust outbreaks on the snow stability in the Pyrenees. *Proceedings, International Snow Science Workshop*, pp.942-948. Breckenridge, Colorado,
- Chueca, J. y Julián A. (2010). Cartografía de zonas probables a de aludes en el alto Gállego (Pirineo aragonés) mediante el empleo de sistemas de Información Geográfica. *Cuadernos de investigación geográfica*. Nº 36, 1, 2010, pp. 27-42.
- Chueca Cía, J., Asunción Julián Andrés & Alejandro Montañés Magallón (2014). A proposal for avalanche susceptibility mapping in the Pyrenees using GIS: the Formigal-Peyreget area (Sheet

- 145-I; scale 1:25.000), *Journal of Maps*, 10:2, 203-210, DOI:10.1080/17445647.2013.870501
- García-Sellés, C.; Martí, G.; Oller, P. [et al.] (2009). «Major avalanche occurrence at regional scale and related atmospheric circulation patterns in the Eastern Pyrenees». *Cold Regions Science and Technology*, 59, p. 106-118.
- García-Sellés, C. Manguán, S.; Martí, G. [et al.] (2013). «Combined temperature - precipitation winter modes and major avalanche activity in the Eastern Pyrenees». *Proceedings of the International Snow Science Workshop*. Grenoble, p. 1264- 1269
- García Sellés, C. (2016). Riscos d'origen climàtic: Allaus de neu. Tercer informe sobre el canvi climàtic, pp. 152-154. Institut d'Estudis Catalans- Generalitat de Catalunya.
- Gavalda, J. y Benet, J. (2014). Ten years of avalanche forecasting on Bonaigua and Beret roads, Aran valley, Spain. 17th International Road Weather Conference. SIRWEC 2014, la Massana, Andorra.
- Gorospe, P., Ivan Moner, Montse Bacardit and Jordí Gavalda. (2016). A model for avalanche forecasting on the Bonaigua pass, Spain. *Proceedings, International Snow Science Workshop*, Breckenridge, Colorado,
- Font, D.; Mases, M.; Vilaplana, J. M. (1998). Experimental mass-flux measurements: A comparison of different gauges with theoretical estimated data. *Annals of Glaciology*, 26:225-230.
- Furdada, G. y Vilaplana, J. M. y Bosch, X. 1989. Predicción de zonas con peligro de alud. Consecuencias socioeconómicas de la falta de Planificación territorial. Encuentro Internacional "Catástrofes y Sociedad". Volumen de Ponencias y Comunicaciones. Fundación MAPFRE e ITSEMAT. pp. 249-264. Madrid.
- Furdada, G., Vilaplana, J.M.; Bosch, X. y Martínez, P. 1990. Supplying the Catalan Pyrenees (NE Spain) with a Public Avalanche Warning System. *Proceedings of the International Snow Science Workshop'90*. Bigfork, Montana, USA.
- Furdada, G., Martí, G., Oller, P., García, C., Mases, M., Vilaplana, J. M. (1995): Avalanche mapping and related G.I.S. applications in the catalan Pyrenees. *Surveys in Geophysics*, 16: 681-693
- Furdada, G. (1996). Estudi de les allaus al Pirineu Occidental de Catalunya: predicció espacial i aplicacions de la cartografia. Logroño: Geoforma ediciones, 315 pp.
- Furdada, G.; Vilaplana, J.M. (1998) "Statistical prediction of maximum avalanche run - out distances from topographic data in western catalan Pyrenees (NE Spain)". *Annals of Glaciology*. Vol. 26: 285 – 288.
- Julián Andrés, A., Chueca Cía, J. (1999). Cartografía de zonas probables de aludes en el Valle de Ordesa (Pirineo aragonés). *Geographicalia*, 37: 73-86.
- Julián Andrés, A., J. L. Peña Monné, J. Chueca Cía, J. Zabalza Martinez, A. Lapeña Laiglesia, Juan Ignacio López Moreno (2000). Cartografía de zonas probables de aludes en el Pirineo aragonés: metodología y resultados. *Boletín AGE*, 30: 119-134.
- Kogelnig, A., Suriñach, E., Vilajosana, I., Hübl, J., Sovilla, B., Hiller, M. & Dufour, F. (2011). On the complementariness of infrasound and seismic sensors for monitoring snow avalanches. *Natural Hazards and Earth System Science*, 11(8):2355-2370.
- López Martínez. J. 1985. Los aludes de nieve en España. Un riesgo natural a tener en cuenta. *Piornal*, nº 11: 34-36.
- López Martínez. J. 1988. EL riesgo debido a los aludes. En: *Riesgos Geológicos*. pp. 215-226. ITGE. Madrid.
- López Martínez. J. 1989. Análisis del riesgo y los accidentes por aludes de nieve. Encuentro Internacional "Catástrofes y Sociedad". Volumen de Ponencias. Fundación MAPFRE e ITSEMAT. pp. 217-232. Madrid.
- López-Moreno, JI., Goyette, S., Beniston, M., 2009. Impacts of climate change on snowpack in the Pyrenees: Horizontal spatial variability and vertical gradients. *Journal of Hydrology* 374: 384–396.

- McClung, D. y Schaerer, P. (2006). *The Avalanche handbook* (3ª ed.). Seattle: Mountaineers, 271 pp.
- Martí, G. (2014). Els accidents per allaus de les temporades 2011-2012 i 2012-2013. *Revista de ACNA*, nº6 : 28-30.
- Mases, M. & Vilaplana, J.M. (1991). Zonas de aludes en la Vallferrera: Clasificación y riesgo geomorfológico. *Pirineos*, Vol 138. DOI: <http://dx.doi.org/10.3989/pirineos.1991.v138.188>
- Mases, M.; Font, D.; Vilaplana, J.M. (1998). Relation between snowdrift development and drifted snow during a wind episode. *Annals of Glaciology*, 26: 144-148.
- Molina, R., Muntán, E., Andreu, L., Furdada, G., Oller, P., Gutiérrez, E., Martínez, P. & Vilaplana, J.M. (2004). Using vegetation to characterize the avalanche of canal del Roc Roig, Vall de Núria, Eastern Pyrenees, Spain. *Annals of Glaciology*, 38:159-165.
- Muntán, E., García, C., Martí, G. García, A. & Gutiérrez, E. (2009). Reconstructing snow avalanches in the Southeastern Pyrenees. *Natural Hazards and Earth System Science*, 9:15599-1612.
- Muñoz, P. 1988. Prevención y defensa contra aludes. Aplicación al Pirineo Aragonés. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid. 498pp.
- Oller, P., Janeras, M. Costa, O., Garcia Sellés, C., Muntán, E., Martí, G., Martínez, P. (2013). Plan para la Zonificación del Terreno según el Peligro de Aludes para el Pirineo de Cataluña. En: Alonso, Corominas, Hurlimann (Eds): VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Palma de Mallorca
- Oller, P., Muntán, E., García-Sellés, C., Furdada, G., Baez, C., Angulo, C. (2015). Characterizing major avalanche episodes in space and time in the twentieth and early twenty-first centuries in the Catalan Pyrenees. *Cold Regions Science and Technology*, 110: 129–148.
- Pérez-Guillén, C., Sovilla, B., Suriñach, E., Tapia, M., & Köhler (2016). Deducing avalanche size and flow regimes from seismic measurements. *Cold Regions Science and Technology*, 121: 25-41.
- Sáez Alagón, 1995. Atlas de Zonas Probables de Aludes en el Valle del Aragón (dos tomos), y en el Valle del Gállego (tres volúmenes), Oficina de Proyectos del IGME de Zaragoza.
- Saez, M.T. y Ríos, S. (1995). Étude du risque d'avalanches dans la partie centrale des Pyrénées espagnoles (Région aragonaise). Les apports de la recherche scientifique à la sécurité neige, glace et avalanche. Actes du Colloque ANENA Chamonix Juin 1995. pp.273-276. Cemagref Éditions.
- Santos González, J., Redondo Vega, J.M., Gómez Villar, A., González Gutiérrez, R.B. (2010). Los aludes de nieve en el alto Sil (Oeste de la Cordillera Cantábrica, España). *Cuadernos de Investigación Geográfica*. 36 (1): 7-26
- Suriñach, E., Furdada, G., Sabot, F., Biescas, B. and Vilaplana, J.M., (2001). On the characterization of seismic signals generated by snow avalanches for monitoring purposes. *Annals of Glaciology*, 32(1): 268-274.
- Tremper, B. (2016). *Avalanchas, nociones imprescindibles*. Ediciones Verticualidad. 257pp. Huesca.
- UNESCO (1981). *Avalanche Atlas*. Courvoisier S.A. La Chaux de Fonds.
- Vada, J.A.; Frochoso, M., Vilaplana, J.M. (2012). Evaluación y cartografía del riesgo de aludes en el camino PR-PNPE 21 de acceso a la Vega de Urriellu, Picos de Europa (Noroeste de España). *Cuaternalario y Geomorfología*, 26 (1-2), 29-47
- Vilajosana, I., Khazaradze, G., Suriñach, E., Lied, E., Kristensen, K. (2007a). Snow avalanche speed determination using seismic methods. *Cold Regions Science and Technology*, 49(1):2-10.
- Vilajosana, I., Suriñach, E., Khazaradze, G., Gauer, P. (2007b). Snow avalanche energy estimation from seismic signal analysis. *Cold Regions Science and Technology*, 50(1-3):72-85.
- Vilaplana, J. M., Bosch, X. y Furdada, G. 1989. Los aludes: un riesgo mal conocido. Encuentro Internacional "Catástrofes y Sociedad". Volumen de Ponencias y Comunicaciones. Fundación MAPFRE e ITSEMAT. pp. 201-2016. Madrid.

- Vilaplana, J.M. y Gavalda, J. (1994). La lucha contra el riesgo de aludes en España. En. Arnáez, García Ruiz & Gomez Villar (Eds). Geomorfología en España. pp 457-467, Tomo II. Sociedad Española de Geomorfología. Logroño.
- Vilaplana, J.M. y Martínez, P. (1996). El riesgo de aludes en el Pirineo de Cataluña. Actas del 6º Congreso Nacional y Conferencia Internacional de Geología Ambiental y Ordenación del Territorio. pp. 595-603. Granada.
- Vilaplana, J.M.; Payàs, B. (2008). RISKCAT.Els riscos naturals a Catalunya / Los riesgos naturales en Cataluña / Natural Risks in Catalonia. Informes del CADS nº6. 227pp. Barcelona.
- Wozniak, E. Y Marquínez, J. (2004). Evaluación de la susceptibilidad por aludes de nieve a escala regional: el caso de Asturias. En Riesgos Naturales y Antrópicos en Geomorfología. Volumen II. Editado por Gerardo Benito (CSIC) y Andrés Díez Herrero (Universidad de Castilla-La Mancha), 509-518.

ASPECTOS DETERMINANTES PARA EL DISEÑO DE LOS TALUDES DE UNA CORTA MINERA.

J. GALERA*

* Departamento de Ingeniería Geológica y Minera
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas y Energía
Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN

En este artículo se pasa revista a cuáles son los aspectos más importantes que deben ser considerados para el diseño de los taludes de una corta minera.

En primer lugar se describen aspectos conceptuales tales como la geometría o la estrategia de diseño, utilizando la probabilidad de fallo y no solo el factor de seguridad. Posteriormente se centra en los aspectos geomecánicos e hidrogeológicos.

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de este artículo es repasar los principales aspectos que determinan el diseño de los taludes de una corta minera. La mayoría de estos aspectos son comunes a cualquier talud. Sin embargo existen algunos aspectos tales como la geometría cóncava de una corta, sus dimensiones, y la existencia de diversas infraestructuras como las rampas, que hacen que una corta posea ciertas diferencias con un talud convencional.

Estas peculiaridades repercuten, como se verá a continuación, en aspectos geomecánicos e hidrogeológicos, que deben ser tomados en cuenta para elaborar un diseño adecuado de la corta minera.

2. ASPECTOS CONCEPTUALES

En primer lugar se analizan los aspectos conceptuales del diseño de una corta minera.

a. Configuración de los taludes en una corta minera

Existen varios parámetros que determinan la geometría final de una corta minera. Estos

parámetros son la altura de banco, el ancho de berma, la anchura de las rampas mineras, la altura interrampa. Y la altura o profundidad total de la corta. A partir de estos parámetros de diseño, se definen los siguientes taludes:

- Talud global: es la pendiente promedia de la corta minera desde el fondo de la mina hasta su coronación.
- Talud interrampa: es la inclinación del talud promedio entre rampas, o entre rampa y fondo de corta, o entre rampa y coronación.
- Talud de banco: es la inclinación con la que se excava un banco.

En la Figura 1 se ilustran estos aspectos.

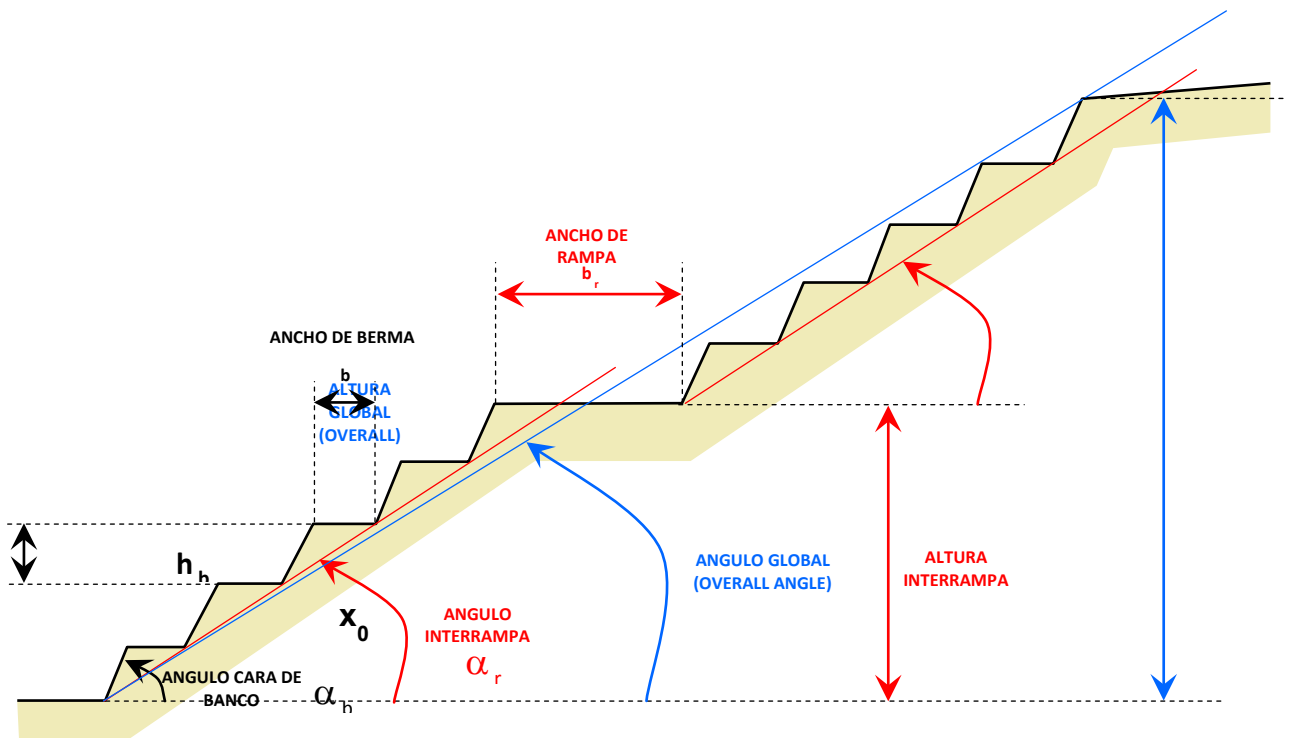


Figura 1. Parámetros que definen la geometría de una corta minera.

Como es obvio, el talud de banco es mayor al talud interrampa y este a su vez, es mayor o igual al talud global.

De este modo el diseño de una corta minera ha de verificar la estabilidad de todos y cada uno de los taludes mencionados, no solo del talud global de la corta. Todos estos taludes han de tener un factor de seguridad aceptable.

El factor de seguridad exigible a una corta minera en España, está recogido en el Reglamento

general de normas básicas de seguridad minera, en concreto en la ITC 07.1.03.

En ella se establece una altura máxima de frente de trabajo de 20 m y excepcionalmente de 30. El factor de seguridad global ha de ser superior a 1,2 o de 1,1 en el caso de que se haya considerado también el riesgo sísmico. Finalmente no se permiten bancos de altura superior a 40 m.

En la Figura 2 se muestran los resultados de un análisis de la estabilidad global de una corta minera de 250 m de profundidad. Como puede apreciarse el análisis se efectúa en condiciones drenadas, despresurizando los taludes, y sin drenar; así como con sismo y sin sismo. En la misma figura se marcan los dos factores de seguridad exigidos en la ITC

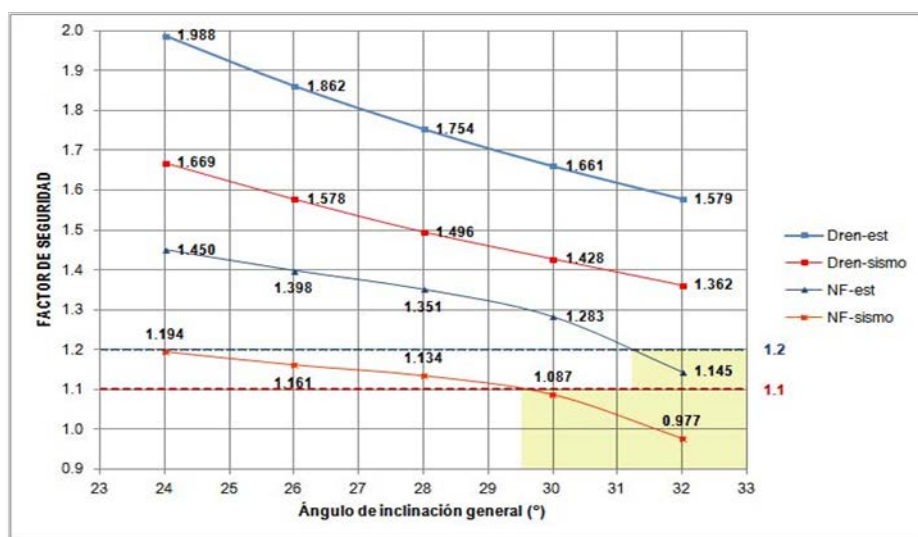


Figura 2. Ejemplo de un análisis del factor de seguridad de una corta.

b. Factor de seguridad vs probabilidad de rotura

Una vez fijado el factor de seguridad resultante a partir de los cálculos de seguridad que se efectúen en el diseño de una corta minera es habitual manejar el concepto de probabilidad de rotura o riesgo.

Desde el punto de vista técnico ha de considerarse que el factor de seguridad debe interpretarse como la probabilidad de que se produzca una rotura. En efecto el factor de seguridad no es sino la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas desestabilizadoras que actúan en un talud; y su valor depende de la fiabilidad y representatividad de los datos con los que se calcula. Por ello en la ingeniería minera se debe manejar un análisis racional de los riesgos asociados al diseño de las inclinaciones que definen una corta, efectuando un análisis de sensibilidad de los principales parámetros geomecánicos.

A partir de estos análisis puede conocerse la probabilidad de rotura de un talud empleando

para ello el cálculo de probabilidades. La Figura 3 muestra un ejemplo de este tipo de análisis probabilístico del factor de seguridad de un talud.

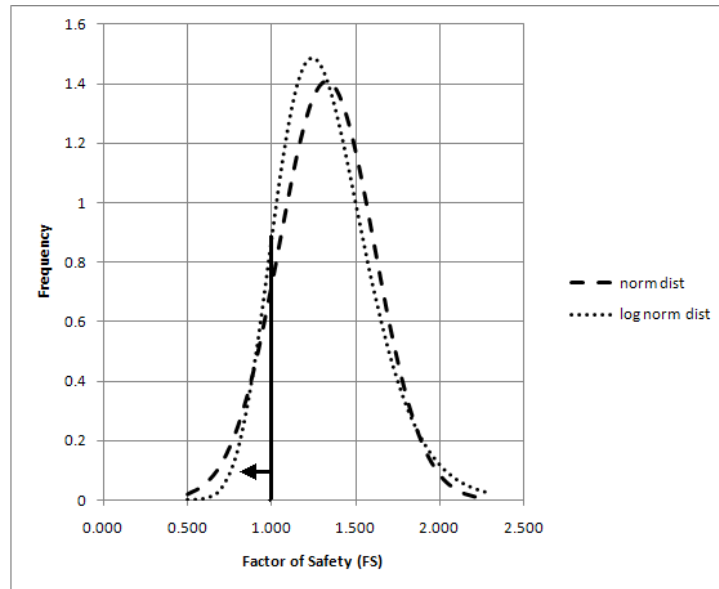


Figura 3. Distribución normal y log-normal del factor de seguridad de una corta

Cuando se conoce la distribución del factor de seguridad, se debe fijar cuál es la probabilidad aceptable de que se genere una rotura para un diseño determinado. A este respecto Steffen (2006) sugiere este análisis de riesgo más que el conocimiento del FS, debe ser el principal criterio de diseño de una corta minera. Así se llega al concepto del riesgo como probabilidad de rotura y a la evaluación de la consecuencia de una rotura.

A este respecto Sjöberg (1999) desarrolló un factor β que representa la confiabilidad y que se expresa:

$$\beta = \frac{E[FS]-1}{\sigma[FS]}$$

En la Tabla 1 se muestra los criterios de aceptación para diseño de taludes según este autor.

Category and Consequence of Failure	Example	Reliability Index β	Probability of Failure P_f
Not serious	Non-critical benches	1.4	0.1
Moderately serious	Semi-permanent slopes	2.3	0.01 to 0.02
Very serious	High/permanent slopes	3.2	0.003

Tabla 1. Criterios de aceptación para diseño de taludes (Sjöberg, 1999)

Finalmente Gibson (2011) define en la Tabla 2, cuáles son las probabilidad de rotura

aceptables en el diseño de una corta minera.

Design Element	Sjoberg	Schellman	Pothitos	Kirsten	Recommended
Bench	10	12	10 – 50	20 to 50	15 to 30
Inter-ramp	1 to 2	8 to 10	1 to 3 <1*	5 to 10	2 to 5 <1*
Overall Slope	0.3	<8	1 to 3 <1*	1.5 to 5	1 to 2 <1*

* Overall or inter-ramp including haul road or key infrastructure

Tabla 2. Probabilidad de rotura (en %) aceptables para el diseño de una corta minera (Gibson, 2011)

c. Evaluación de taludes y monitoreo

Un aspecto primordial en un talud minero es la evaluación de los taludes de banco que se efectúa con la excavación de las voladuras y el intenso monitoreo que se desarrolla.

En su mayor parte el monitoreo que se efectúa es:

- Piezometría: controlando en todo momento la evaluación de las presiones de poro en los taludes de la corta.
- Deformaciones: constituye el núcleo del plan de vigilancia de cualquier corta. Las deformaciones que se producen se controlan mediante radar o topografía convencional, y en profundidad principalmente mediante el empleo de inclinómetros convencionales o automáticos.

En la Figuras 4 y 5 se muestran dos ejemplos de del control del monitoreo de una corta minera.

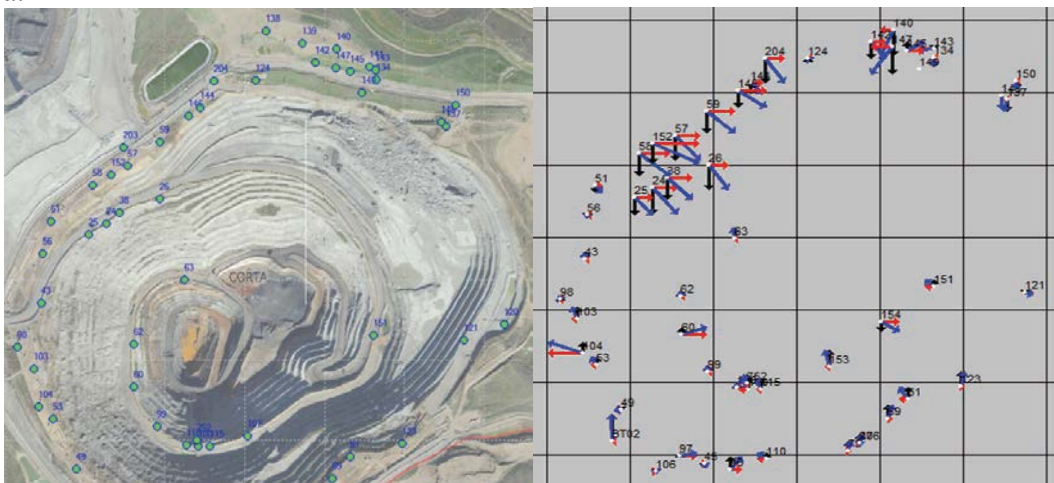


Figura 4. Monitoreo topográfica diario de una corta mediante prismas.



Figura 5. Monitoreo de una corta mediante estación monitorizada de escáner topográfico.

Todas estas medidas se reflejan en un Plan de Vigilancia en el que se definen los umbrales de atención, alerta y alarma; así como las acciones que cada uno de estos estados conlleva.

3. ASPECTOS GEOMÉTRICOS

En la mayor parte de las cortas minera existe una peculiaridad geométrica respecto a otros taludes, derivada de la concavidad o radio de curvatura de los taludes.

Este hecho es de gran interés, ya que la estabilidad de los taludes de una corta está amplificada por el confinamiento que supone la geometría cóncava de la misma. Lorig, y Varona (2000) han estudiado el efecto de la concavidad de la excavación con la opción de axisimetría del programa de modelización numérica *FLAC*, comparando los factores de seguridad en deformaciones planas y con simetría axial para un talud drenado de 500 m de altura en un material isótropo de $c'=0.66$ MPa, $\phi'=35^\circ$ y $\gamma=2.6$ t/m³.

Las geometrías consideradas se presentan en la Figura 6, y la comparativa de resultados en las Tablas 3 y 4, respectivamente.

	R= 100 m	R= 250 m	R= 500 m	R= ∞
$\alpha= 45^\circ$	FS= 1.75	FS= 1.65	FS= 1.55	FS= 1.35

Tabla 3. Variación del FS con el radio de curvatura para una inclinación de talud.

	R= 100 m	R= 250 m	R= 500 m	R= ∞
FS= 1.3	$\alpha= 75^\circ$	$\alpha= 60^\circ$	$\alpha= 55^\circ$	$\alpha= 45^\circ$

Tabla 4. Variación de la inclinación de talud con el radio de curvatura para un FS.

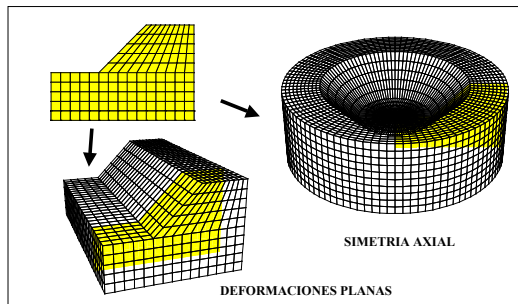


Figura 6. Geometrías equivalentes para el cálculo de un mismo perfil en deformaciones planas o con simetría axial.

4. ASPECTOS GEOMECÁNICOS

A continuación se presentan los aspectos geomecánicos que más relevancia poseen en el diseño de una corta.

a. Discontinuidades

En la estabilidad de una corta minera sin duda las discontinuidades condicionan de una manera muy importante el diseño de los taludes, siendo por tanto fundamental su correcta evaluación.

Es importante considerar las cuñas o roturas planas no aflorantes, que cinemáticamente no son inestables puesto que la arista o plano de deslizamiento buzan más que la cara del talud, pero que en función de la resistencia de la matriz rocosa pueden dar lugar a roturas con una superficie de deslizamiento complejas, correspondiente a mecanismos mixtos de deslizamiento a lo largo de las juntas y de la matriz rocosa; tal como se ilustra en la Figura 7, donde se muestra un análisis con el programa *UDEC* en el que la reducción de resistencia al corte se aplica tanto al suelo o macizo rocoso, considerado como un continuo, como a las discontinuidades.

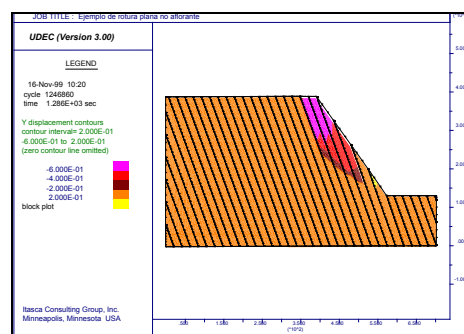


Figura 7. Superficie de deslizamiento crítica para una rotura plana no aflorante (Galera y Velasco, 2002)

En el análisis de la estabilidad de cuñas y bloques de un talud, las herramientas de cálculo habituales están limitadas a bloques o cuñas de geometría sencilla (tetraédrica), definida por la intersección de dos juntas y dos caras libres. Con la técnica de reducción de resistencia al corte es posible calcular el factor de seguridad para bloques de geometría compleja, como los que se producen de la intersección de varias familias de discontinuidades.

En la Figura 8 se ilustra el ejemplo de una cuña, formada por intersección de las juntas S_0 y J_1 , que no es cinemáticamente inestable pues la arista de intersección S_0 - J_1 buza menos que la ladera natural. La existencia de una tercera familia J_2 hace que se independicen bloques que sí tienen posibilidad cinemática de deslizamiento. Un problema como éste no puede ser abordado correctamente con una herramienta tradicional de cálculo del equilibrio límite de las cuñas con posibilidad cinemática de deslizamiento o vuelco, sino por medio de un modelo numérico de bloques (Arias J.M. *et al*, 2001).

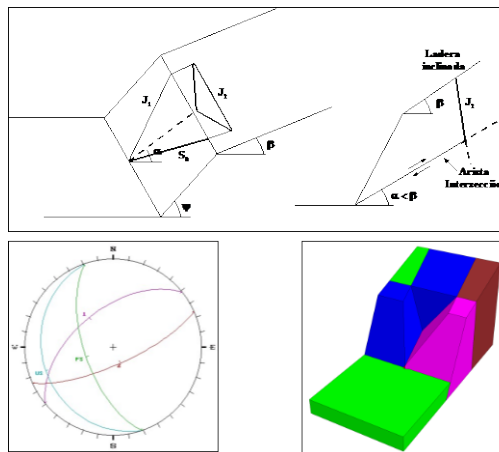


Figura 8. Análisis de estabilidad de bloques generados por la intersección de varias familias de discontinuidades

Las discontinuidades juegan un papel importante no solo en macizos rocosos fracturados convencionales sino también en rocas blandas como pueda ser una marga. Este efecto fue analizado en Cooper et al (2011) para las margas azules de Guadalquivir, tal como se muestra en la Figura 9.

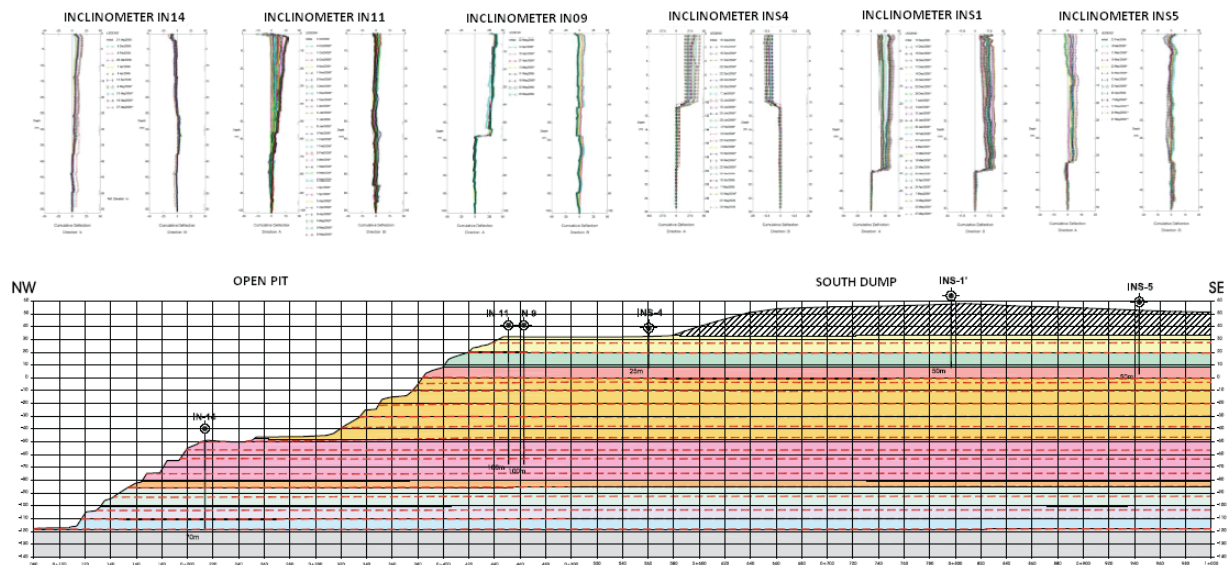


Figura 9. Efecto de una estratificación horizontal en la estabilidad de una corta minera (Cooper et al, 2011)

b. Modelos constitutivos

Las herramientas de cálculo tradicionales consideran un modelo plástico perfecto para el suelo o macizo rocoso. La utilización de modelos numéricos permite además el empleo de modelos constitutivos avanzados, como pueden ser plástico con reblandecimiento en la post-rotura o plástico con juntas ubicuas.

El modelo plástico con reblandecimiento en la postrotura es muy habitual en los materiales de prestripping de una corta minera. Este modelo considera que se produce una pérdida de resistencia al corte cuando la deformación cortante del suelo supera un umbral crítico. Con este modelo constitutivo es posible simular roturas progresivas que se produzcan en el seno de un talud durante un proceso de recrecimiento, y calcular el factor de seguridad del mismo para todas las etapas de excavación de la corta.

Este mecanismo no se pueden analizar con equilibrios límites, puesto que a lo largo de una superficie de rotura potencial se encontrarán zonas con resistencias de pico, otras con resistencia residual, y otras intermedias.

Los factores de estabilidad así calculados pueden diferir notablemente de los que se obtendrían de un análisis con modelos convencionales como Mohr-Coulomb o Hoek-Brown. En la Figura 10 se ilustra este concepto.

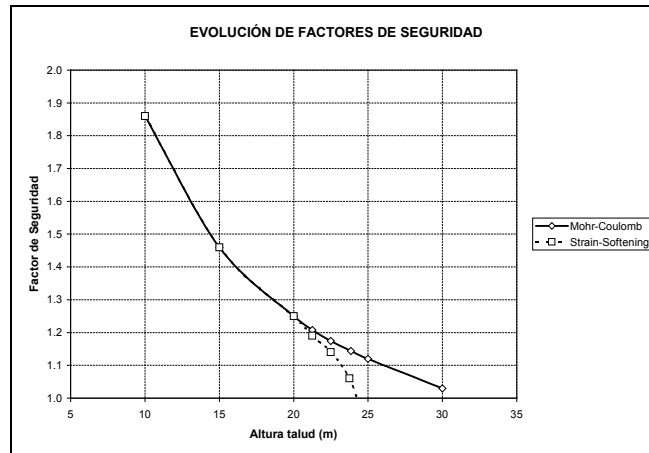


Figura 10. Diferencia entre los FS obtenidos empleando Mohr-Coulomb y Strain-softening (Galera y Velasco, 2002)

5. ASPECTOS HIDROGEOLÓGICOS

La presencia de agua en el terreno condiciona mucho la respuesta de este a la excavación y por ende, los factores de seguridad de los taludes.

A continuación se analiza la respuesta de la presión de poro durante la excavación de una corta minera, y posteriormente se presentan la necesidad de realizar cálculos hidromecánicos acoplados para valorar correctamente este efecto.

Si el terreno a excavar posee permeabilidades altas o medias, la excavación genera un efecto drenaje casi inmediato que disipa la presión de poro alrededor de la corta, favoreciendo la estabilidad de sus taludes. Sin embargo si los materiales poseen permeabilidades bajas o muy bajas (menores a $k=10E-9$ m/s) la despresurización o caída de presión de poro debida a la excavación será menor. Un análisis de flujo predecirá esta escasa presurización en términos, únicamente de permeabilidad.

Sin embargo, un análisis hidromecánico acoplado preverá una caída mayor de la presión intersticial debida a la expansión volumétrica asociada con la excavación de la mina. La distribución de esta presión intersticial más baja permite un diseño de talud más agresivo y económico.

Durante la respuesta mecánica instantánea la presión de poro desciende de acuerdo al coeficiente B de Skempton:

$$B = \Delta p_p / \Delta \sigma = \Delta p_p / (\Delta p_p + \Delta \sigma') = (K_w/n) / (K_w/n + K)$$

Donde Δp es el cambio de presión de poro, $\Delta \sigma$ es el cambio en el esfuerzo total medio, $\Delta \sigma'$ es el cambio en el esfuerzo efectivo, K_w es el módulo volumétrico del agua (2 GPa si es pura), n es la porosidad y K es el módulo volumétrico del terreno.

La respuesta poroelástica de un suelo blando, en el que su rigidez es muy inferior al valor de K_w/n es tal que la mayor parte del cambio de esfuerzo total durante la descarga se traducirá en una caída de la presión de poro.

Un enfoque clásico de la mecánica de rocas (Duncan et al, 2005), sugeriría un análisis de esfuerzos totales sin drenaje a “corto plazo” con $\phi=0$, y un análisis de esfuerzos efectivos “a largo plazo” con una distribución de presión de poro en condiciones estacionarias.

Sin embargo un cálculo hidromecánico, tiene la ventaja de que se puede calcular la estabilidad en términos de esfuerzos efectivos en cualquier momento de la vida de la mina, que normalmente se prolonga a decenas de años, periodos que no pueden considerarse ni corto plazo, ni situación estacionaria. Además, como afirma Lambe et al (1969), una ventaja del análisis acoplado es que proporciona bases para interpretar piezómetros como parte del sistema de control de la mina.

Este efecto es importante para suelos, rocas blandas de baja permeabilidad, cuyos módulos de elasticidad oscilan entre los 100 y 200 MPa. Además esta metodología también se podría aplicar a macizos rocosos más rígidos y con baja porosidad.

La Figura 11 muestra el valor de parámetro B de Skempton como una función del módulo elástico de macizo rocoso para porosidades de 0,3, que podría corresponder a una arcilla, y de 0,02, valor típico para las porosidades secundarias de una roca intrusiva.

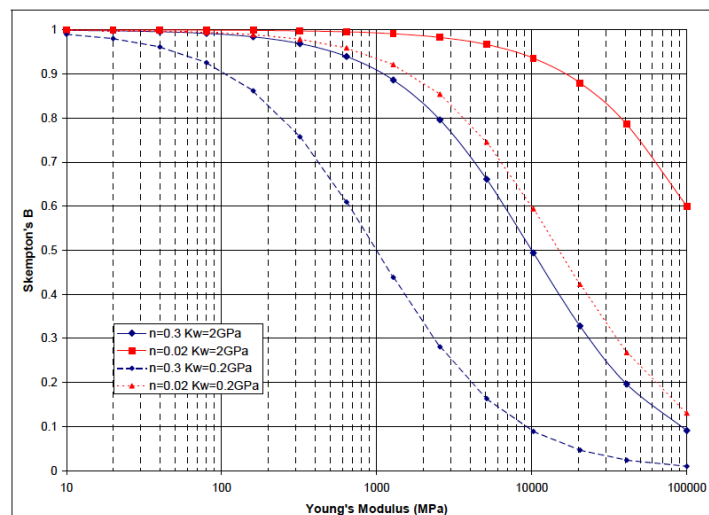


Figura 11. Caída de la presión de poro (Galera et al, 2009b)

Las líneas continuas representan agua pura con un módulo volumétrico de 2 GPa, mientras que las líneas de puntos representan el gas disuelto en el agua disminuyendo el módulo volumétrico a 0,2 GPa. Los macizos rocosos con módulos elásticos del orden de 5-10 GPa pueden tener un coeficiente B superior a 0,8 en el caso de que la porosidad sea baja.

En resumen, en la mayoría de los macizos rocosos, en los que las permeabilidades son relativamente bajas, se producirán caídas de la presión de poro instantáneas durante la excavación de una mina lo que resulta muy beneficioso para la estabilidad de la misma, mientras que si la permeabilidad es alta, este fenómeno se anulará rápidamente.

Este efecto es significativo para terrenos con permeabilidades inferiores a $1\text{E}-8$ m/s para mantener las caídas de la presión de poro durante la vida activa de una mina media., que suele ser de pocas decenas de años.

Otro efecto importante en el cálculo de estabilidad de una corta minera es disponer de unas condiciones de contorno adecuadas en el modelo, ya que si este no es correcto no se valorará correctamente la despresurización. La Figura 12 ilustra este efecto.

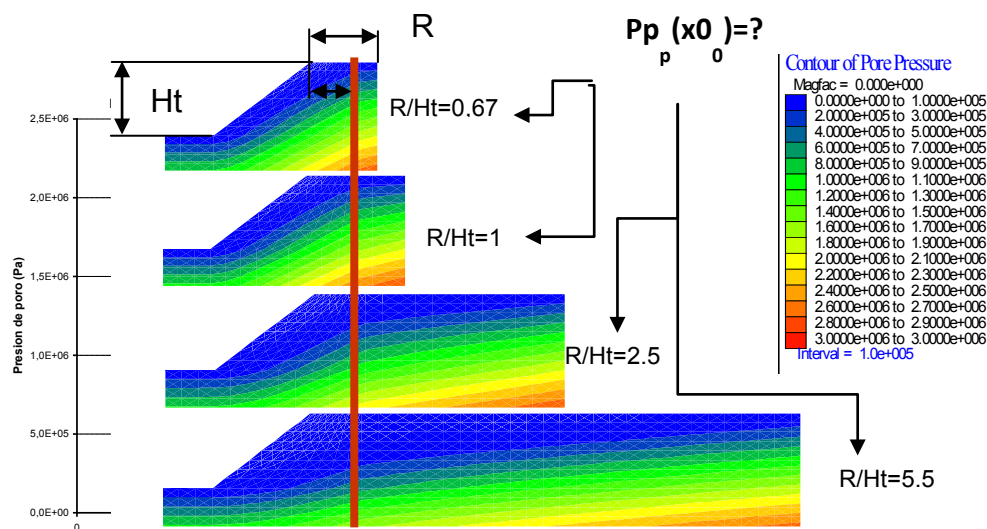


Figura 12. Efecto de las condiciones de contorno en el cálculo de despresurización de una mina. (Galera y Velasco, 2002)

Si la modelación se efectúa solo con flujo, sin acoplamiento hidromecánico, se sobrestiman las presiones de poro tal como se parecía en las Figura 13.

Un cálculo estacionario no tendrá en cuenta el efecto de despresurización que genera la excavación de la corta.

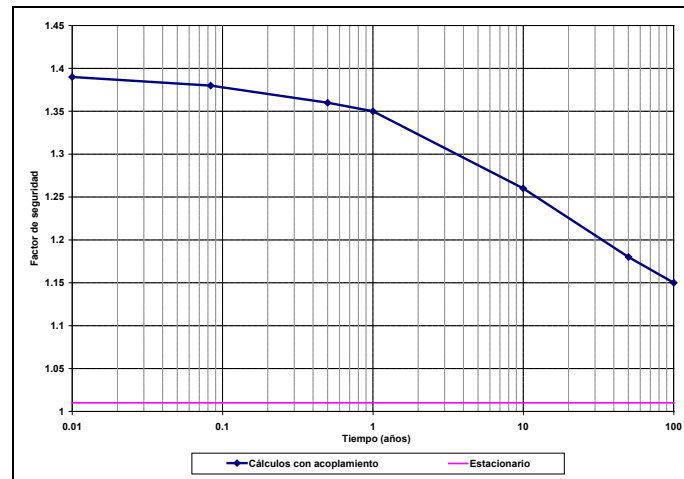


Figura 13. Influencia de la despresurización en el FS en función del tiempo (Galera et al, 2009b)

6. EXCAVACIÓN Y VOLADURA

Dadas las dimensiones de una voladura minera es fundamental que esta sea lo más cuidadosa posible a efectos de mejorar el comportamiento de los taludes. Para ello las voladuras deben ser optimizadas implementando procedimientos con patrones cuidadosamente diseñados para mejorar la estabilidad del banco y reducir la fracturación inducida. Para ello es necesario modelar la distribución de la energía en cada voladura de acuerdo a las características del macizo rocoso (Rocha et al, 2012) tal como se muestra en la Figura 14.

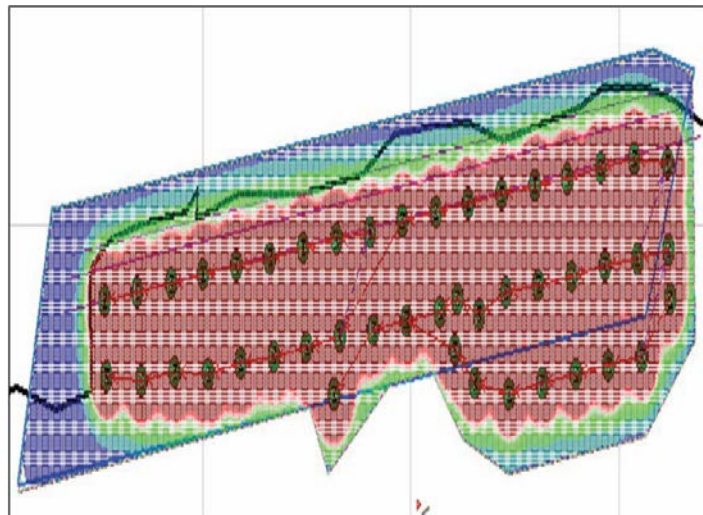


Figura 14. Distribución de la energía en una voladura de banco (Rocha et al., 2012)

7. EL EJEMPLO DE COBRE LAS CRUCES

La mina de Cobre Las Cruces está situada en Gerena (cerca de Sevilla, en el suroeste de España) y constituye el mayor nuevo proyecto minero de Europa. La mina es propiedad de FIRST QUANTUM. La Figura 15 muestra el aspecto de la corta en 2015.

Esta mina forma parte de la provincia metalogénica de la Faja Pirítica en el suroeste de la Península Ibérica y tiene una reserva estimada en 17.625 Mt. La ley media es de 6.21% Cu. La explotación consiste fundamentalmente en una mina a cielo abierto que mide 1600 m de largo, 900 m de ancho y 250 m de profundo. En un futuro próximo también se prevé la explotación de una pequeña mina subterránea. En esta fase subterránea, el mineral de cobre se recuperará usando los métodos de galería, relleno y corte por subniveles.

La zona mineralizada se encuentra integrada en rocas volcánicas y metamórficas, incluyendo pirritas masivas y otros sulfuros de cobre.



Figura 15. Panorámica general de la corta de CLC

Antes de alcanzar la mineralización es necesario hacer un *pre-stripping* de 120 a 150 m en las arcillas carbonatadas, denominadas Margas Azules del Guadalquivir, que pertenecen a la formación terciaria marina que se remonta al periodo mioceno. Desde el punto de vista geomecánico, estas margas constituyen una litología que presenta una resistencia débil y

parámetros deformacionales bajos, así como baja permeabilidad, a pesar de la presencia de discontinuidades. En consecuencia, su comportamiento geotécnico puede considerarse muy pobre y problemático.

Por esta razón, desde la superficie hasta una cota de -150 m, la excavación se ha realizado siguiendo un ángulo medio de talud de 28°, dividido gradualmente en bancos de 10 m de altura y 60° de inclinación, excepto los dos primeros bancos en los que se ha adoptado una inclinación de 45°.

Aparentemente, las margas parecen ser homogéneas pero, tras un análisis detallado y desde un punto de vista mecánico, se presentan diferencias de comportamiento con la profundidad distinguiéndose los siguientes niveles según su grado de meteorización.

- a) **MARGAS METEORIZADAS.** Situadas en superficie hasta alcanzar los 31 m de profundidad, se encuentran muy afectadas por la meteorización. Inicialmente se diferenciaban dos niveles aunque finalmente se establecieron tres, según datos obtenidos durante la excavación de la mina, estableciendo los siguientes sub-niveles:
 - MET-1: espesor de 10 m; de color parduzco; se encuentra altamente meteorizada.
 - MET-2: espesor de 13 m; se encuentra altamente meteorizada y presenta fracturas por desecación verticales espaciadas 1 m, aproximadamente.
 - MET-3, espesor de 8 m; se encuentra moderadamente meteorizada y presenta fracturas por desecación espaciadas 12 m aproximadamente. Los parámetros resistentes de este nivel son parecidos a los del nivel MET-2.
- b) **MARGAS FRESCAS:** Situadas a partir de los 31 m de profundidad, ya no presentan señales visibles de meteorización y muestran su típico color gris azulado. Se pueden distinguir los siguientes sub-niveles:
 - NIVEL 1 (“marga blanda”): espesor de 49 m; presenta varios conjuntos de juntas subverticales además de planos de estratificación horizontales espaciados 5 m; no hay fracturas por desecación.
 - NIVEL 2 (“marga media”): espesor de 30 m; su resistencia es la característica de un tipo de roca blanda 0 a 0-1, mostrando roturas frágiles.
 - NIVEL 3 (“marga blanda”): espesor variable entre 5 y 10 m; presenta las mismas características del nivel 1. Lateralmente, desaparece entre los niveles 2 y 3 mostrando propiedades de resistencia y deformabilidad parecidas a las del nivel superior.
 - NIVEL 4 (“marga dura”): tiene la resistencia característica de un tipo de roca blanda 0-1. Hay un aumento considerable de la resistencia y dureza de la marga.
 - MARGA ARENOSA: espesor de 5 m; se sitúa encima de las arenas del acuífero de “Niebla-Posadas”.

- c) ARENAS: espesor variable entre 0 y 15 m; se encuentran parcialmente cementadas.
- d) SISTRATO PALEOZOICO, constituido por rocas volcánico-sedimentarias.

La Tabla 5 resume todos los niveles geotécnicos que se pueden observar en la mina y los parámetros físicos y geomecánicos, respectivamente, asignados a cada unidad.

El valor de permeabilidad se ha derivado de 12 ensayos de permeabilidad a gran escala en los que se monitorizaba la carga de agua en 55 piezómetros durante ensayos de bombeo a largo plazo. Los sensores se colocaron en las margas, el acuífero y los materiales paleozoicos superiores fracturados.

Lithological	Description	Designation	Typical depth (top, m)	Typical depth (base, m)	Thickness (m)
Weathered marls	Brown, highly weathered	MET1	0	10	10
	Brown mottled blue, weathered	MET2	10	23	13
	Blue mottled brown, moderately weathered	MET3	23	31	9
Fresh marls	Blue, very weak, without observable weathering	LEVEL 1	31	80	49
	Blue, weak, without observable weathering	LEVEL 2	80	110	30
	Blue, weak, without observable weathering	LEVEL 3	110	120	10
	Sandy marls, transition zone to aquifer	SANDY MARLS	120	125	5
Aquifer	Partially cemented sands	AQU	125	140	15
Gossan	Yellow reddish leached sulphide derived 'hard' rock	GOSSAN	140	155	
Sulphides	Massive or semi-massive sulphides, 'hard' rock	SULPHIDE	155	250	
Tuffs	Volcanic host rocks	TUFF	140	-	Surrounds orebody
Shales	Metamorphic host rock	SXM	140	-	Surrounds orebody

Tabla 5. Parámetros geomecánicos de las unidades existentes en CLC (Cooper, et al, 2015)

El valor de permeabilidad obtenido en las margas oscila entre $1\text{E}-9$ y $1\text{E}-11$ m/s, entre $7\text{E}-7$ y $1.5\text{E}-8$ m/s para las arenas del acuífero de Niebla-Posadas y entre $1.2\text{E}-8$ y $2.3\text{E}-8$ m/s para la parte superior de los materiales paleozoicos. (Galera et al, 2009a). En la Figura 16 se muestra la evolución observada en la piezometría.

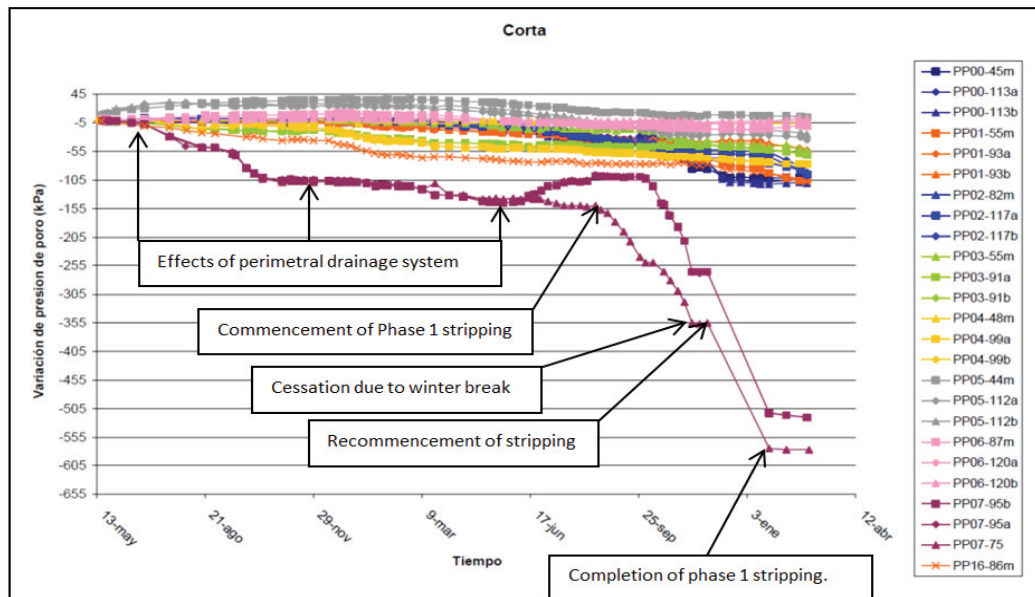


Figura 16. Evolución de la piezometría de la corta CLC

Para optimizar la corta se ha efectuado un modelo tridimensional de la corta con todos los aspectos indicados en esta presentación. Estos trabajos han sido descritos en Cooper et al (2014) y Cooper et al (2015). En la Figura 17 se muestra un detalle de este modelo que ha sido resultado con FLAC.

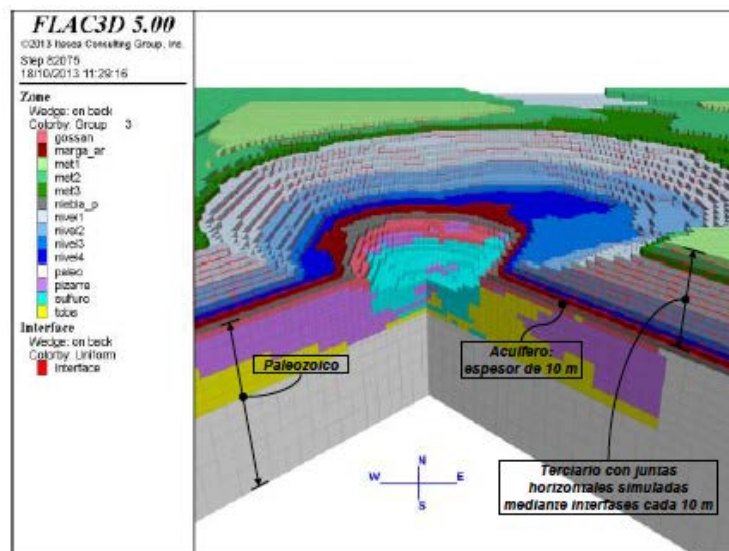


Figura 17. Modelo tridimensional empleado para optimizar la corta de CLC

El modelo ha sido calibrado empleando para ello los piezómetros que se han mostrado anteriormente y como se aprecia en la Figura 18.

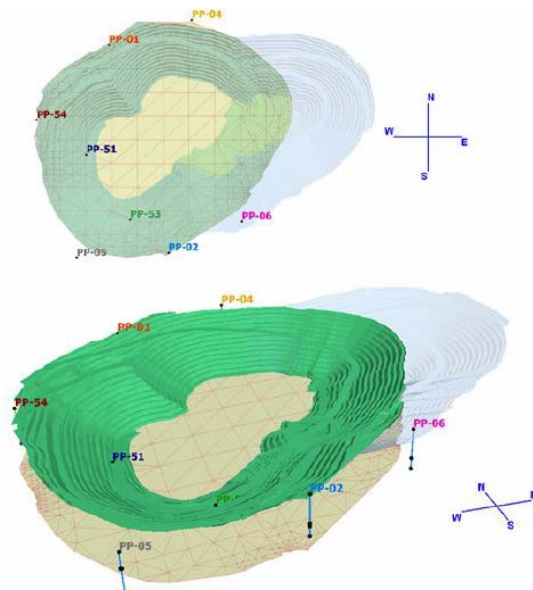


Figura 18. Calibración del modelo tridimensional utilizando la red de piezómetros de la mina.

Estos trabajos han permitido conocer cuál será el comportamiento futuro y optimizar la geometría de la corta. En la Figura 19 se muestra los FS durante el 2016, adoptando además medidas las medidas correctivas necesarias.

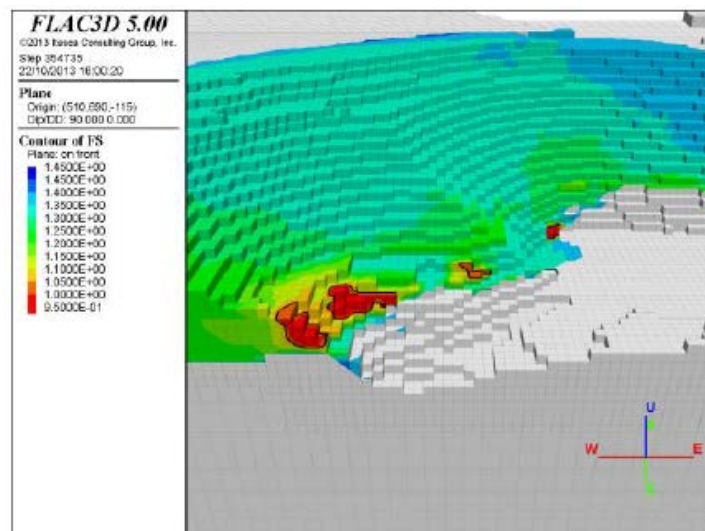


Figura 19. Factores de seguridad para el 2016.

8. CONCLUSIONES

Para el correcto diseño de una corta minera han de valorarse la estabilidad de los ángulos global, de banco e interrampa. Para esta evaluación no solo hay que calcular el factor de seguridad siendo necesario evaluarla probabilidad de que se produzca la rotura de estos taludes.

El monitoreo y plan de vigilancia posee mucha relevancia para gestionar la operación minera. Una correcta evaluación ha de considerar la curvatura de la corta y aspectos geomecánicos tales como las discontinuidades, modelos constitutivos avanzados y considera el efecto de la despresurización que genera la excavación mediante cálculos con acoplamiento hidromecánico.

REFERENCIAS

- Arias, J.M., Riera, M. y Velasco, P. 2001. Metodología de dimensionamiento de taludes en macizos rocosos competentes. Aplicación a los desmontes de los PK 2+400 y PK 2+550 de la CG-3. Andorra, zona de Pont-Plá, *V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Volumen I, pp. 177 a 188, CEDEX, Madrid, 2001
- Cooper, S., Pérez, C., Vega, L., Galera, J.M., and Pozo, V. 2011. The role of bedding planes on the slope stability in Cobre Las Cruces open pit. *International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*, 18–21 September 2011, Vancouver. Canadian Rock Mechanics Association.
- Cooper, S., Rodríguez M.D., Pozo, V., and Galera J.M. 2014. Advanced 3D geotechnical modeling of Las Cruces Open pit. *European Rock Mechanics Symposium (EUROCK 2014)*, Spain, May 2014.
- Cooper, S., Rodrigue, MD, Pozo, V and Galera JM. 2015. Stability considerations for slopes excavated in fine hard soils/soft rocks at Cobre Las Cruces, Seville, Spain. *Slope Stability 2015*. South Africa. SAIMM
- Duncan, J.M. y Wright, S.G., 2005. *Soil Strength and Slope Stability*, John Wiley & Sons Inc., Hoboken NJ, USA.
- Galera, J.M., Checa, M., Pérez, C., and Pozo, V. 2009a. Enhanced characterization of a soft marl formation using in situ and lab tests, for the prestripping phase of Cobre Las Cruces open pit mine. *Slope Stability 2009 Conference*, Santiago de Chile, 9–11 November 2009.
- Galera, J.M., Montero, J., Pérez, C., Vega, L., and Varona, P. 2009b. Coupled hydromechanical analysis of Cobre Las Cruces Open Pit. *Slope Stability 2009 Conference*, Santiago de Chile, 9–11 November 2009.
- Galera, JM y Velasco P 2002. *Análisis de estabilidad de taludes Análisis de estabilidad de taludes. Comparativa entre los métodos de equilibrio límite y los análisis tensodeformacionales*. Ingeopres: ISSN 1136-4785, N°. 105
- Gibson, W (2011), *Probabilistic methods for slope analysis and design Australian*

Geomechanics Vol 46 No 3 September 2011

- Lambe, T.W. and Whitman, R.V., 1969. *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons Inc., New York, USA.
- Lorig, L. and Varona, P. 2000. *Practical Slope-Stability Analysis Using Finite-Difference Codes, Slope Stability in Surface Mining*, Society for Mining, Metallurgy and Exploration (SME), Hustrulid, W.A., McCarter, M.K. & van Zyl, D.J.A. (eds.).
- Rocha, M., Carrasco, I., Castilla, J., Cooper, S., and Rodríguez, M.D. 2012. Wall control by blasting optimization at “Las Cruces” open pit copper mine (Spain). FRAGBLAST 10. *10th International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting*. India 2012. Singh, P.K. and Sinha, A. (eds). CRC Press.
- Sjoberg, J. 1999. *Analysis of large scale rock slopes*. Doctiral Thesis. Lulea University of Technology.
- Skempton, A.W., 1954. The Pore-Pressure Coefficient A and B. *Geotechnique*, 4: 143-147.
- Steffen, O. 2006. *A risk consequence approach to open pit slope design*. Proc. Slope Stability 2015. South Africa. SAIMM

VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS FRENTE A DESLIZAMIENTOS Y DESPRENDIMIENTOS

O. Mavrouli

Department of Earth Systems Analysis
Faculty of Geo-Information Science and Earth Observation (ITC)
University of Twente, Países Bajos

RESUMEN

Los daños causados a edificios por inestabilidades de taludes son fenómenos frecuentes que conllevan pérdidas importantes. En la presente comunicación se exponen los principales aspectos de la vulnerabilidad de edificios frente a deslizamientos y desprendimientos rocosos. Se revisan las herramientas y los métodos existentes para la evaluación de la vulnerabilidad haciendo énfasis en los avances de los últimos años. Al final se presenta una metodología analítica para la evaluación de la vulnerabilidad de mamposterías ante impactos de bloques de rocas y el cálculo de curvas de fragilidad.

1. INTRODUCCIÓN

Los daños a edificios por inestabilidades de taludes son fenómenos frecuentes en España y en todo el mundo. Dos ejemplos de este último año son los edificios afectados en Alcalá del Júcar en la provincia de Albacete, y en Alcañiz en Zaragoza, por deslizamientos de roca y de tierra, respectivamente. La previsión de pérdidas por estos fenómenos en España para el periodo 1986-2016 se estimó, para una hipótesis de riesgo medio, en más de 4500 millones de euros (Ayala-Carcedo et al. 1987), una parte de las cuales se atribuye a desperfectos y colapsos de edificios. A escala global, las pérdidas por daños a edificios implican zonas enteras afectadas por deslizamientos como en la caso reciente del desastre de Mocoa, Colombia (UN 2017). La expansión demográfica en las zonas montañosas y el desarrollo de complejos turísticos y residenciales en zonas caracterizadas por inestabilidades de terreno, tienen como resultado un aumento del riesgo y de las pérdidas potenciales. La Figura 1 presenta edificios dañados por diferentes tipos de deslizamientos/desprendimientos.



Figura 1 Edificios dañados por (a) desprendimientos rocosos en Nepal 2015, (b) corrientes de derrubios en California EU 2010 (fuente USGS), y (c) deslizamiento rotacional en el Reino Unido 1993 (fuente BGS)

La dificultad para establecer estas metodologías está relacionada con la variabilidad de las acciones que pueden afectar una estructura, y que dependen por el tipo de deslizamiento, su magnitud e intensidad, tal como la tipología y resistencia de la estructura y su interacción con la masa de suelo/roca.

Debido a las incertidumbres epistémicas y aleatorias que están relacionadas con estos parámetros, la evaluación de vulnerabilidad de edificios en zonas afectadas por deslizamientos y desprendimientos rocosos no es trivial (Reichenbach et al. 2005, Roberds 2005). En este sentido, la vulnerabilidad de un edificio, en términos de daño esperado ante un escenario de peligro, puede variar mucho. La escasez de datos que refieren a la intensidad de los fenómenos en eventos reales y la dificultad para reconstruir estos eventos con precisión, complican más estas estimaciones.

Para poder incorporar la variación de las pérdidas potenciales en la evaluación cuantitativa del riesgo por deslizamientos y desprendimientos, necesitamos metodologías que asocien el tipo y la intensidad de las acciones inducidas por estos con los daños esperados. Mientras IUGS

(1997) and Hollenstein (2005) destacaban la falta de estas metodologías, los avances relacionados con la caracterización y el análisis de deslizamientos/desprendimientos durante los últimos años, han permitido recopilar datos más detallados sobre la ocurrencia e intensidad de los fenómenos y asociarlos con desperfectos observados en edificios. De tal manera, las evaluaciones de vulnerabilidad basadas en criterio experto han sido gradualmente sustituidas por análisis de evidencias de daños en eventos reales, a veces incluyendo información cuantitativa sobre el tamaño y la intensidad, de las características de las estructuras y del daño causado.

Trabajos recientes sobre la vulnerabilidad de edificios a deslizamientos/desprendimientos emplean los avances en las tecnologías de teledetección, como el láser escáner terrestre, los modelos 3D por fotogrametría, o las imágenes satelitales, para caracterizar los daños y, en una segunda fase, asociarlos con la intensidad de los fenómenos de inestabilidad y calcular curvas de vulnerabilidad/fragilidad. Asimismo, el número de trabajos sobre el análisis de daños a partir de métodos numéricos se ha extendido. La interacción de suelo/roca con las estructuras por impacto se está estudiando en detalle y se contrasta con modelos experimentales.

En esta comunicación se presentan las herramientas y los métodos que actualmente se usan para evaluar la vulnerabilidad ante varios tipos de inestabilidad de taludes, para diversas escalas de análisis, y se destacan algunos de los avances de los últimos años.

2. VULNERABILIDAD Y DAÑOS A EDIFICIOS AFECTADOS POR DESLIZAMIENTOS Y DESPRENDIMIENTOS

La definición de vulnerabilidad varía según el marco conceptual. Desde la perspectiva de las ciencias naturales, la vulnerabilidad se define como el grado de pérdida de un elemento o un grupo de elementos, en este caso situados en un área (potencialmente) afectada por deslizamientos/desprendimientos. Para una propiedad, la pérdida corresponde al coste de la reparación o sustitución, con respecto a su valor total. Así, la vulnerabilidad toma valores entre 0 (sin daño) y 1 (colapso total) (UNDRO 1984).

Fuchs et al. (2007), Tapsell et al. (2010) y Ciurean et al (2017) presentaron diversas definiciones de vulnerabilidad, según la escala y el objetivo del análisis. La vulnerabilidad se puede expresar en términos del nivel de daño esperado, desde daño ligero y no estructural hasta colapso total de un edificio.

Sin embargo, las escalas que se usan para la descripción de daños por deslizamientos/desprendimientos varían, y en algunos casos corresponden a las mismas escalas de daño y estados límite que se emplean para evaluar el daño sísmico. La Escala Europea Macrosísmica (European Macroseismic Scale 1998) es la más común. Alexander (1986) propuso una escala ordinal con siete niveles de daño, y asoció cada nivel con una serie de parámetros estructurales (rotura, distorsión, rotación, estado de cimentación), indicando

para cada nivel los requerimientos de reparación y/o evacuación. La vulnerabilidad hace referencia no solo al grado de la pérdida sino también a la propensión de un elemento a padecer una cierta pérdida, para una cierta intensidad del fenómeno. En este sentido, la vulnerabilidad ante deslizamientos se puede expresar por la ecuación (1) (Einstein 1998).

$$V_L = P(D_L \geq 0|L), \quad (0 \leq D_L \leq 1) \quad (1)$$

Los modelos de riesgo y sus respectivos enfoques metodológicos para la vulnerabilidad se pueden clasificar en cualitativos (Cardinali et al. 2002, Maquaire et al. 2004), semi-cuantitativos y cuantitativos. Los métodos semi-cuantitativos como los modelos de indicadores, son flexibles y pueden ser fácilmente entendidos por los responsables (Ciurean et al. 2013). Su limitación es que no siempre asocian los niveles de daño con la intensidad del fenómeno de manera cuantitativa. Los métodos cuantitativos suelen aplicarse a escala local y permiten la incorporación de incertidumbres, sean aleatorias o epistémicas. Sus resultados sirven además para la Evaluación Cuantitativa del Riesgo (ECR).

Los descriptores cuantitativos más comunes que se usan para la vulnerabilidad física de las estructuras son (a) los índices y matrices de daño/vulnerabilidad, los cuales proporcionan el nivel de daño observado/esperado para una determinada intensidad del peligro (Leone et al. 1996); (b) las curvas de vulnerabilidad, las cuales matemáticamente expresan la relación entre intensidad y nivel promedio de daño esperado (Papathoma-Köhle et al., 2012); y (c) las curvas de fragilidad que proporcionan la probabilidad condicional de exceder un cierto nivel de daño para una determinada intensidad del peligro (Mavrouli et al. 2014).

Dado que expresan la vulnerabilidad en términos probabilistas, las curvas de fragilidad incorporan las incertidumbres relacionadas con la evaluación del daño. Inicialmente se aplicaron para la vulnerabilidad sísmica (e.g. ATC 1985, Shinozuka et al. 2000, Cornell et al. 2002, Nielson and DesRoches 2007, Porter et al. 2007) y posteriormente se adaptaron a deslizamientos y desprendimientos (Mavrouli et al. 2014).

Los matrices de daño/vulnerabilidad y las curvas de vulnerabilidad/fragilidad se calculan por el análisis estadístico de daños y pérdidas, evaluados por criterio experto, procedentes de datos empíricos o modelos analíticos.

El tipo de deslizamiento/desprendimiento y la tipología de los edificios son parámetros clave para la evaluación de las pérdidas. Cruden y Varnes (1996) clasificaron los daños observados en edificios situados en áreas afectadas por inestabilidad de taludes según la velocidad del movimiento. Aquí, para presentar las metodologías para la evaluación cuantitativa de daños en edificios, clasificamos las inestabilidades de taludes en deslizamientos lentos y rápidos: corrientes de derrubios y desprendimientos rocosos. Para cada tipo, tanto la velocidad, como el material movilizado y la mecánica del movimiento varían.

Respecto a la tipología de los edificios, los parámetros principales que determinan la

vulnerabilidad estructural de un edificio ante un deslizamiento/desprendimiento son su sistema estructural, las propiedades de los materiales y las dimensiones de los elementos estructurales, el nivel de cumplimiento con las normas de diseño, la cimentación, el estado de mantenimiento, la calidad de la construcción, el número de plantas, y las aperturas en la superficie exterior como zonas débiles (van Westen 2008, Vega y Hidalgo 2016). Las acciones de un deslizamiento/desprendimiento sobre un edificio y su intensidad dependen de la ubicación geográfica del edificio sobre el área afectada por el deslizamiento/desprendimiento (escarpe, zona de transporte, pie del talud, zona de deposición, y distancia de los límites del deslizamiento). Otro parámetro importante es el punto o el área de aplicación de las fuerzas inducidas por el deslizamiento/desprendimiento sobre el edificio y su importancia para la estabilidad general del edificio. Dichas áreas son las superficies externas de la estructura (incluyendo elementos estructurales y no estructurales), el techo y la cimentación.

Para análisis a escalas menores, es posible asumir que eventos de magnitud similar producen el mismo nivel de daño. Sin embargo, para escalas más detalladas (a nivel del edificio), debe considerarse el punto de impacto sobre elementos clave para la estabilidad del edificio (p.ej. las columnas), especialmente cuando los impactos se deben a deslizamientos rápidos (corrientes de derrubios o bloques de roca). Esto se aplica en especial para estructuras de pórticos, donde el daño de una columna puede desencadenar una cascada de roturas. Las mamposterías tienen menor potencial de colapso progresivo por su sistema híper-estático. Asimismo, para impactos de suelo/roca sobre los elementos exteriores de un edificio la “jerarquía de las resistencias” entre los elementos estructurales y no estructurales y la absorción de la energía de impacto de forma proporcional, afectarán el daño producido.

Mientras la mayoría de las pérdidas estructurales ocurren por movimientos de masa rápidos, como las corrientes de derrubios o los desprendimientos rocosos, los efectos adversos de los deslizamientos lentos sobre los edificios pueden ser también importantes (Mansour et al. 2011). Los daños en este caso se deben a los desplazamientos acumulativos permanentes (absolutos o diferenciales) del edificio a causa de los desplazamientos del terreno. El estado de las tensiones y deformaciones como resultado de la deformación del terreno dependen en primer lugar, por la tipología de la cimentación (zapatas aisladas, zapatas corridas, losas, pilotes). Para similares deformaciones en el terreno, los daños se manifiestan menos en estructuras flexibles que en estructuras más rígidas, por el hecho de que las estructuras flexibles pueden tolerar un cierto nivel de deformación manteniendo su funcionalidad (AGS 2007). Por lo contrario, las cimentaciones rígidas permiten la rotación del edificio como un cuerpo rígido, y por lo tanto, suelen ser menos vulnerables que las cimentaciones flexibles (Bird et al. 2006).

Cada deslizamiento actúa sobre un edificio con una cierta combinación de tensiones. Estas dependen del tipo de movimiento del deslizamiento (rotacional, translacional, flujo o impacto). Burland y Wroth (1975) clasificaron la deformación de una cimentación por asentamientos en reducción y compresión, asentamientos, asentamientos diferenciales,

inclinación, rotación, rotación relativa, deformación angular y deflexión relativa. Estas deformaciones se aplican de igual forma para deslizamientos, y se añade la pérdida de soporte por socavación (frecuente para edificios situados en la cresta de los deslizamientos).

No obstante el daño y las fisuras suelen concentrarse en las conexiones entre elementos estructurales y en las zonas débiles como aperturas de puertas y ventanas, como para edificios afectados por subsidencia (Institution of Structural Engineers 1994, Audell 1996). Los desplazamientos pueden ser verticales y/u horizontales por lo que el patrón de las tensiones es extremadamente complicado (Cooper 2008). Los daños en la infraestructura que rodea un edificio (p. ej. calzada) puede ser indicativo de la dirección e intensidad del movimiento. Palmisano et al. (2015) presentaron una metodología para valorar los daños de mamposterías y estructuras de hormigón armado por deslizamientos lentos, basado en el análisis del patrón de las grietas. Su aplicación en una zona de estudio en los Apeninos de Italia demostró que los edificios situados en la cresta de los deslizamientos o cerca de ella, resultan más afectados que los que están dentro del cuerpo del deslizamiento.

3. METODOS PARA LA EVALUACION CUANTITATIVA DE LA VULNERABILIDAD

Actualmente, no existen metodologías unificadas para la evaluación y clasificación cuantitativa de la vulnerabilidad de edificios frente a diversos tipos y magnitud/intensidad de deslizamientos/desprendimientos (Crozier y Glade 2005). Los métodos y las escalas para valorar el daño y la vulnerabilidad no son estandarizados (Galli y Guzzetti 2007), especialmente en áreas extensas (Cardinali et al. 2002, Reichenbach et al. 2005).

Los modelos que se usan para evaluar los niveles de daño se pueden clasificar en heurísticos, empíricos y analíticos (por análisis de procesos y modelos físicos).

Los métodos heurísticos proporcionan valores discretos de vulnerabilidad para diversos tipos de deslizamientos y un rango de intensidades. Bell y Glade (2004) propusieron valores para tres niveles de magnitud de corrientes de derrubios y desprendimientos rocosos. Guillard-Gonçalves et al. (2012) propusieron valores para grandes deslizamientos. Estos valores tienen en cuenta daños estructurales y no estructurales y son proporcionales a la pérdida económica observada/anticipada.

Durante los últimos años se ha notado un incremento en el registro de daños posterior a los desastres y por consiguiente también en los trabajos sobre la vulnerabilidad de edificios sometidos a movimientos de masa los cuales requieren datos empíricos. Aquí se destacan algunos de ellos.

Mansour (2011) presentó 22 casos históricos de deslizamientos lentos a escala global que afectaron asentamientos urbanos. Su análisis confirmó que la extensión del daño depende de

la deformación acumulada y la velocidad del movimiento, la cual en aquel caso variaba entre 5 mm y 9 m al año. Los desplazamientos y su velocidad se midieron por técnicas que incluyen inclinómetros, extensómetros, medidas de topografía de superficie, evidencias geomorfológicas, así como el uso de tecnologías de percepción remota tales como radares de apertura sintética (SAR), radares de apertura sintética interferométricos (InSAR), radares de apertura sintética para interferometría diferencial (DinSAR) y escáners láser terrestres (TLS). Una descripción detallada de los métodos de percepción remota se puede encontrar en Casagli et al. (2017). Mansour (2011) clasificó el daño observado en 4 categorías (menor, moderado, mayor y severo) y asoció cada nivel con el desplazamiento anual del deslizamiento. Consideró también el desplazamiento acumulado como parámetro adicional para predecir el daño, aunque sea difícil evaluarlo por la falta común de registros históricos. Sin embargo, para algunos deslizamientos lentos el potencial de aceleración repentina resultaría en un incremento substancial de la vulnerabilidad (Petley and Allison, 1997).

Cabe remarcar la ampliación de la aplicación de las tecnologías de percepción remota, que hasta ahora servían para la monitorización de taludes, a la monitorización de deformaciones y desplazamientos de estructuras afectadas por deslizamientos. Las tecnologías InSAR y DinSAR permiten superar las limitaciones de cobertura de las técnicas tradicionalmente utilizadas para la monitorización. Casagli et al. (2017) destacaron el uso de imágenes satelitales de alta resolución para la evaluación post-desastre de los daños. Estas imágenes pueden servir para mejorar el conocimiento sobre la vulnerabilidad de los edificios.

Los sensores SAR tienen la capacidad de seguir los patrones de desplazamiento en el tiempo y alcanzan precisiones sub-centrímetras (Bianchini et al. 2015, Nicodemo et al. 2016, Ferlisi et al. 2015). Ciampalini et al. (2014) superpusieron imágenes radar al mapa de edificios en una municipalidad en Italia, para producir un mapa con las velocidades de deformaciones en los edificios para un período de 10 años. Además establecieron umbrales de deformación para marcar la estabilidad/inestabilidad de estos edificios. Para la zona de estudio, estos umbrales son ± 1.5 mm/año para la banda C y ± 2 mm/año para la banda X. Con el fin de proporcionar datos a la administración local y facilitar las operaciones de emergencia para una zona de alta importancia histórica y cultural, Nolesini et al. (2016) usaron PS-InSAR para detectar deformaciones estructurales de una muralla con precisión milimétrica y Termografía Infrarroja (IRT) para evaluar el estado de la grietas en su interior. Frattini et al. (2013) midieron con PS-InSAR los desplazamientos del terreno para un deslizamiento en los Alpes y encontraron valores de hasta 200 mm/año. Clasificaron el daño manifestado en los edificios de la zona según la Escala Europea Macrosísmica 1998 y encontraron que aumenta proporcionalmente con los desplazamientos del terreno. Peduto et al. (2016, 2017) centraron la misma técnica en edificios para obtener los asentamientos diferenciales de aquellos. Contrastaron estos resultados con el registro de daños obtenidos por inspección visual de los edificios (Remondo 2005) y propusieron curvas de fragilidad para los edificios de mampostería con cimentaciones superficiales de la zona, en función de los desplazamientos diferenciales en la parte superior de los edificios. Sin embargo, el intervalo de monitorización es una limitación de las imágenes satelitales para la detección de altas velocidades de

deformación.

La recopilación de datos por inspección post-desastre (Fuchs et al. 2007, Totschnig et al. 2011, Papathoma-Köhle et al. 2012, Pingue et al. 2011, Toyos et al. 2003) ha facilitado el cálculo de curvas de vulnerabilidad para edificios afectados por corrientes de derrubios, en función de la altura del flujo, su velocidad y/o presión, y la altura de los depósitos, por análisis estadístico. Hu et al. (2012), estudiaron edificios de la ciudad de Zhouqu, en China del oeste, y encontraron que para una presión de impacto de 90 kPa, la destrucción de los edificios es extensa. En la mayoría de estos casos no se tiene en cuenta la tipología de las estructuras.

La transferencia de estos resultados a otras zonas requiere datos para las características de los procesos y la intensidad de los fenómenos (Douglas 2007, Jakob et al. 2012, Lo et al., 2012). Ettinger et al. (2016) calcularon la vulnerabilidad en términos de la probabilidad de que un edificio padezca un cierto nivel de daño por regresión logística para edificios afectados por corrientes de derrubios en Perú, en 2013. La probabilidad se calculó en función de la altura del flujo. Se han tenido en cuenta factores como la tipología estructural (elementos de hormigón armado y mamposterías), número de plantas y superficie construida. Jakob et al. (2012) propusieron niveles de daño estructural y no estructural en función de un índice que describe la intensidad de los corrientes de derrubios y que es proporcional a la fuerza de impacto sobre los edificios. Para un análisis más detallado, Li et al. (2015) propusieron un modelo cuantitativo de vulnerabilidad que involucra la intensidad del flujo (velocidad y altura), y la resistencia de las estructuras, que depende por la profundidad de la cimentación, el sistema estructural, el estado de conservación y su altura.

Menos trabajos existen sobre desprendimientos de rocas por el carácter geográfico más local de las consecuencias. Agliardi et al. (2009) calcularon una curva sigmoidea para la previsión de los daños de edificios impactados por bloques de roca, en función de la energía cinética de los bloques, mediante un análisis retrospectivo de un evento en Italia. Grant et al. (2015) incorporaron el uso de lidar aéreo para construir Modelos Digitales de Elevación de edificios afectados por desprendimientos rocosos inducidos por la secuencia de terremotos de 2010/11 en Canterbury (Christchurch, Nueva Zelanda). Asumieron que la distancia de la penetración de los bloques de roca en el interior de los edificios es indicativa de las consecuencias, y encontraron que su relación con la intensidad (calculada por análisis retrospectivo) se ajusta bien a una ley potencial.

Eidsvig et al. (2014) por otro lado, centraron su trabajo en las incertidumbres asociadas a estas estimaciones y propusieron el uso de intervalos de confianza y de probabilidades de distribución de daños para incorporarlas y expresarlas mediante curvas de fragilidad. Uzielli et al. (2008) y Kaynia et al. (2008), derivaron valores de vulnerabilidad con un planteamiento de primer orden segundo momento (FOSM) teniendo en cuenta la variabilidad de los datos de entrada relacionados con la susceptibilidad de las estructuras y la intensidad de los fenómenos.

Una limitación de los métodos basados en daños empíricos es que se pueden aplicar exclusivamente al análisis de escenarios similares a los observados. Cuando alguna de las condiciones de entrada respecto a las características del deslizamiento/desprendimiento o de los edificios cambia, la extrapolación de los valores de vulnerabilidad es dudosa. Los modelos analíticos ofrecen la posibilidad de modelar un gran abanico de escenarios de riesgo, y sirven para el desarrollo de curvas de vulnerabilidad/fragilidad. Son más bien aplicables a escala local.

El uso de modelos analíticos para modelar el comportamiento de edificios afectados por deslizamientos es menos frecuente, aunque existen numerosos trabajos en campos científicos semejantes. Las acciones sobre la cimentación de edificios afectados por deslizamientos lentos presentan una cierta similitud con aquellas producidas por subsidencia y construcción de túneles a edificios adyacentes. Existen varios estudios numéricos y experimentales al respecto (Giardina et al 2010, Boscardin y Cording 1989, Selby 1999, Burland 1995, Portioli and Cascini 2016, Franzius 2003).

La aplicación de modelos analíticos para el cálculo de vulnerabilidad distingue entre tipos estructurales. Fotopoulou y Pitilakis (2013) desarrollaron una metodología analítica para curvas de fragilidad de edificios de hormigón armado en zonas afectadas por deslizamientos inducidos por terremoto, que son aplicables a una variedad de tipos de suelo, taludes y edificios. Negulescu and Foerster (2010) propusieron también curvas de fragilidad para edificios de hormigón armado sujetos a asentamientos diferenciales por deslizamientos, a partir del análisis estadístico de resultados obtenidos por análisis estructural.

La mayoría de los trabajos existentes, analíticos y experimentales (y su acoplamiento) referidos al comportamiento de estructuras frente a impactos por deslizamientos rápidos, se centran más en las estructuras de protección (galerías, muros, barreras...) y menos en elementos estructurales característicos de edificios comunes. Ejemplos de esto son los estudios de Volkwein et al. 2011, Calvetti et al. 2011, y de Lambert y Bourrier 2013, sobre impactos de desprendimientos de rocas sobre elementos estructurales. Las fuerzas de las corrientes de derrubios sobre una estructura consisten en impactos, fuerzas hidrostáticas e hidrodinámicas. La evaluación de las presiones de impacto sobre las estructuras es el objetivo principal de los análisis numéricos. Hasta donde saben los autores, los modelos numéricos para la simulación de los daños en estructuras por corrientes de derrubios y el cálculo de curvas de fragilidad a base de estos, son escasos.

Mavrouli y Corominas (2010) y Mavrouli et al. (2016) calcularon curvas de fragilidad para edificios de hormigón armado y mamposterías sometidas a impactos de rocas, mediante modelos analíticos (ver párrafo 4). Biagi et al. (2017) propusieron un árbol de eventos, con lo cual calculan la probabilidad de ocurrencia de un cierto nivel de daño para edificios de hormigón armado. Su aplicación incluye la evaluación del comportamiento de los edificios por análisis estructural según Bertrand et al. (2015). En ambos estudios, se tiene en cuenta la

importancia de los elementos clave para el desencadenamiento de un colapso progresivo.

4. CURVAS DE FRAGILIDAD DE EDIFICIOS FRENTE A IMPACTOS DE BLOQUES DE ROCA

La investigación de la vulnerabilidad de edificios a impactos de bloques de roca presenta dos peculiaridades técnicas respecto a otros peligros naturales como los terremotos. Primero, debido a la alta velocidad de las acciones durante el impacto, el comportamiento de los elementos de una estructura involucra muchas incertidumbres, algunas de las cuales son la fuerza máxima aplicada sobre el elemento impactado, el tipo de rotura, y la resistencia de materiales bajo condiciones de impacto. Para eventos grandes o para impactos en dirección vertical sobre el techo de edificios, el daño producido es muy alto. Sin embargo, para eventos de tamaño pequeño o moderado, los daños pueden variar (Figura 2). Para estudiarlo en detalle se requieren métodos avanzados de simulación numérica, en combinación con los resultados experimentales.



Figura 2. Variación del daño en edificios por desprendimientos rocosos: daños locales (c,d,f), daño extenso (a), y colapsos (b, e)

Actualmente, la investigación de la vulnerabilidad de edificios frente a impactos de bloques de rocas, no tiene como objetivo la mitigación del riesgo por el refuerzo estructural de aquellos, sino que pretende anticipar el daño para diferentes escenarios de riesgo con el objetivo de cuantificar las consecuencias. Asimismo, la vulnerabilidad de los edificios frente a desprendimientos, expresada en términos cuantitativos y en función de la intensidad de un desprendimiento, es una medida objetiva para introducir en los análisis de coste/beneficio, con el objetivo de evaluar la eficiencia de las medidas de protección y la reducción del riesgo que se haya conseguido.

Mavrouli y Corominas (2010) desarrollaron un procedimiento analítico de cálculo de la vulnerabilidad (curvas de fragilidad) para edificios de hormigón armado de una y dos plantas. Este procedimiento integra la probabilidad de impacto contra un elemento estructural determinado y un índice de daño que es función de la energía cinética del bloque desprendido. La metodología tiene en cuenta las características cinemáticas de los bloques, su tamaño y la probabilidad de impacto sobre elementos estructurales clave para la estabilidad general del edificio. La vulnerabilidad obtenida es de tipo probabilístico y es directamente integrable en el esquema de ECR mediante la elaboración de curvas de fragilidad.

Aquí presentamos un método de cálculo de curvas de fragilidad para mamposterías ante impactos de bloques de roca. La metodología implica los siguientes pasos:

- 1) Cálculo analítico de los daños en una mampostería por impacto de un bloque de roca;
- 2) Creación de una base de datos de daños para un abanico de escenarios, en función de cuatro variables: tamaño y velocidad del bloque, ancho y resistencia en tracción del muro;
- 3) Cálculo de las curvas de fragilidad (análisis probabilístico), teniendo en cuenta ciertos rangos de entrada para estas cuatro variables.

Explicamos a continuación cada uno de estos pasos.

- 1) El proceso analítico para el cálculo de daños se describe con detalle en Mavrouli et al. (2016). Incluye tres etapas:
 - (i) Cálculo de las acciones por impacto de un bloque de roca sobre una mampostería, en términos de fuerzas (Mavrouli et al. 2016): Calculamos las fuerzas de impacto durante la interacción de un bloque de roca con una mampostería por un modelo numérico. Se utilizó el Método de Partículas y Elementos Finitos (PFEM) (Idelsohn et al. 2004, Oñate et al. 2004). Calculamos las fuerzas de impacto para un muro con un cierto ancho y altura, fijado en su base y apoyado en su otro fin. La mampostería y el bloque se asumen continuos e isótropos. El material para la mampostería se asume elástico, y sus propiedades son el Módulo de Elasticidad, el coeficiente de Poisson y la densidad. El

bloque de roca tiene forma circular y también se asume elástico, y se describe por su Módulo de Elasticidad, el coeficiente de Poisson y la densidad. En la Figura 3 se puede ver un ejemplo de este tipo de configuración. El bloque tiene un radio de 1 m y velocidad inicial 5 m/s. Las fuerzas de impacto y los desplazamientos se calculan para cada paso del análisis. De tal manera se pueden extraer los valores máximos de las fuerzas de contacto e importarlas al modelo en el paso (ii).

- (ii) Modelación del comportamiento de la mampostería frente al impacto por un bloque: Simulamos la mampostería en tres dimensiones por el Método de Elementos Finitos. La longitud de la pared es 6 m y su altura 3 m. Las propiedades del material son iguales que en el (i). La resistencia en compresión y en tracción se calcula por las recomendaciones de Euro-código 6, CEN. Puesto que la resistencia de la mampostería es un parámetro con alto grado de incertidumbre, incorporamos su variabilidad en el análisis probabilístico del paso 3. Las máximas fuerzas por el impacto se aplican como fuerzas pseudo-estáticas externas sobre el muro y se distribuyen sobre el área que corresponde a las dimensiones del bloque de roca, en el centro del muro. El resultado de (ii) es el estado tensional en el muro, el cual se exporta al paso (iii).

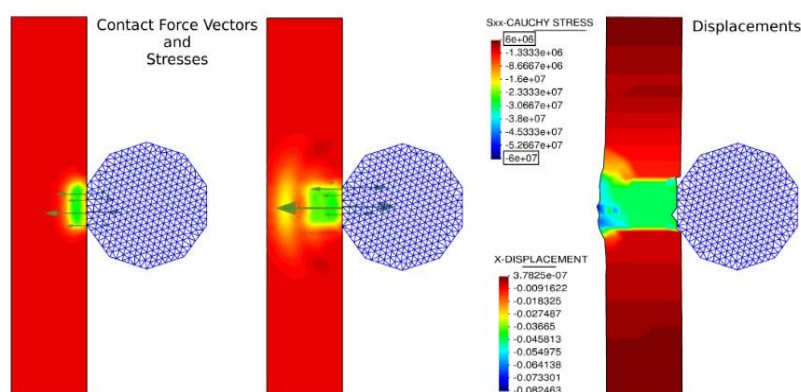


Figura 3. Tensiones de contacto y desplazamientos horizontales. Impacto de un bloque esférico sobre un muro (hipótesis de daño isotrópico) con una velocidad inicial de 5 m/s, para varios pasos del análisis (modificado de Mavrouli et al. 2014)

- (iii) Cuantificación del daño: Utilizamos el criterio Von Mises modificado, desarrollado para mamposterías por Symakezis y Asteris (2001). Según este criterio, la curva de rotura se forma por cuatro superficies, cada una de la cuales representa un cierto estado de tensiones biaxiales (tensión-compresión, tensión-tensión, compresión-compresión, compresión-tensión). El análisis de roturas se aplica a cada elemento del modelo de elementos finitos. Los resultados representan de manera gráfica las áreas donde se manifiesta el daño (Figura 2). Este se cuantifica en términos de un índice de daño ID (Ecuación 2):

$$ID = \frac{\text{Area con daño}}{\text{Area total del muro}} \quad (2)$$

2) En este paso creamos una base de datos para los daños que se anticipan para una mampostería de ciertas características, que está sujeta a impactos de bloques de distintos tamaños y velocidades. La base de datos consiste en los valores de ID, variando los parámetros iniciales: tamaño y velocidad del bloque de roca, ancho y resistencia en tracción del muro. Los rangos de variación se resumen en la Tabla 1.

	Resistencia tracción muro	Ancho muro	Velocidad bloque roca	Volumen bloque roca
Rango	0.1-0.6 Mpa	0.4-1 m	1-30 m/s	1-20 m ³
Incremento	0.2 MPa	0.1 m	5 m/s	5 m ³

Tabla 1. Rango de valores para las variables del modelo

3) En tercer lugar, desarrollamos una herramienta para el cálculo de curvas de fragilidad para una mampostería ante impactos de rocas (herramienta RockDamage - disponible en www.rockrisk.upc.edu). Las curvas de fragilidad se calculan por el análisis estadístico de los valores del ID provenientes de la base de datos, a partir de un rango de valores que el usuario de la herramienta introduce para las cuatro variables mencionadas anteriormente. El cálculo de las curvas de fragilidad, se realiza por (Figura 4):

- Definición por el usuario del valor mínimo, máximo y promedio del tamaño y velocidad de los bloques de roca que se anticipan, del ancho y de la resistencia en tracción del muro.
- Generación de muestras aleatorias para cada uno de estos parámetros, que siguen la distribución normal y los valores mínimos, máximos y promedios definidos por el usuario.
- Generación de combinaciones aleatorias de estos parámetros, como parte de una simulación Monte Carlo.
- Evaluación del ID para cada una de las combinaciones, consultando la base de datos del paso 2.
- Definición de los umbrales del ID para establecer los niveles de daño (ligero, moderado, alto).
- Cálculo de la probabilidad de exceder un cierto nivel de daño para bloques con una energía cinética, que depende de la velocidad y tamaño del bloque. Esta probabilidad se calcula por el número de combinaciones, con una cierta energía cinética, que resultan en un ID que corresponde a un cierto nivel de daño, entre el número total de las combinaciones con esta energía cinética. Se calculan las probabilidades para valores discretos de la energía cinética y tres niveles de daños (bajo, moderado, alto).
- Cálculo de la gráfica de las curvas de fragilidad a partir de los valores de las probabilidades.

Un ejemplo de curvas de fragilidad se ve en la Figura 5. Para este ejemplo, el rango de los datos de entrada y su valor promedio son: ancho de muro: 0.4 -1 m (0.8 m), resistencia en tracción del muro 0.1 – 0.4 MPa (0.3 MPa), velocidad de los bloques 1 – 20 m/sec (15 m/sec),

y volumen de los bloques de roca $1 - 20 \text{ m}^3$. Para los niveles daño se asumen los siguientes valores del ID: nivel bajo 5-15, nivel moderado 15-30, nivel alto >30 .

La metodología tal como está desarrollada, asume impactos solamente en el centro de la mampostería y no asume variación del punto de impacto. Aunque algunos eventos reales manifiestan daños que tienen la misma forma que los daños calculados (Mavrouli et al. 2016), se requiere validación más extensa de las curvas de fragilidad calculadas.

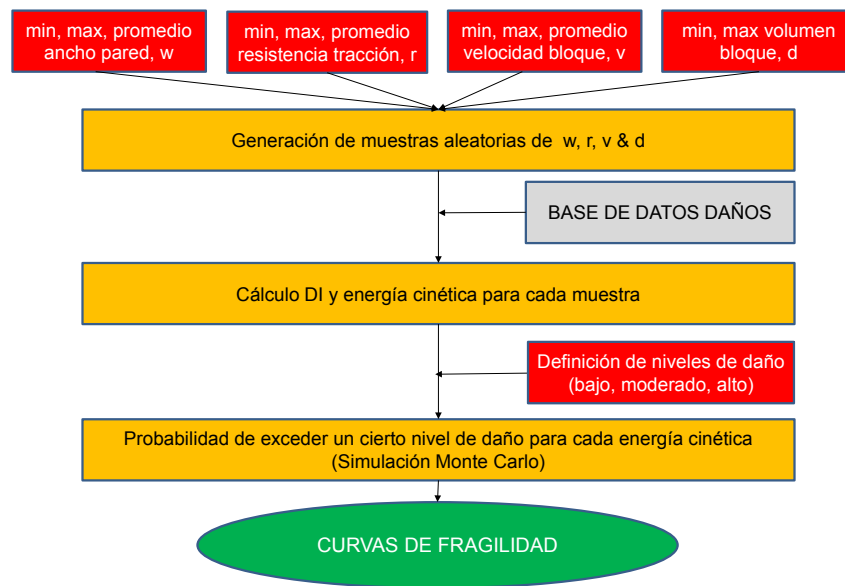


Figura 4. Proceso para el cálculo de las curvas de fragilidad

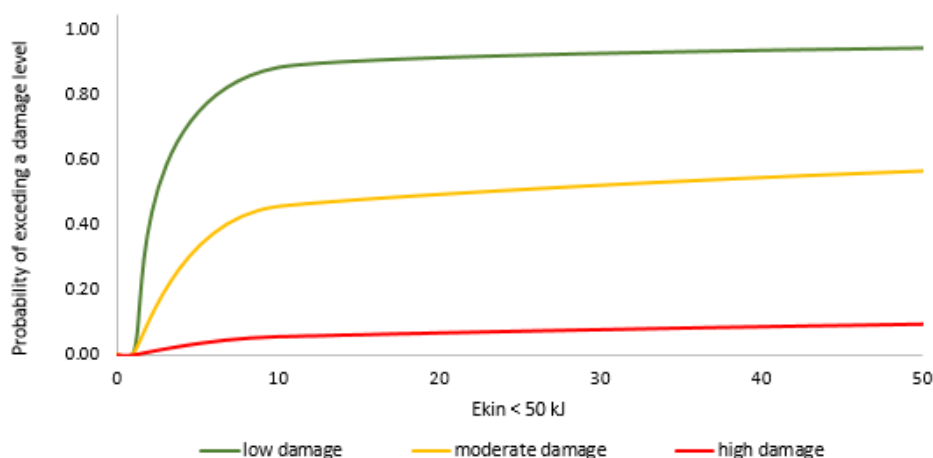


Figura 5. Ejemplo de curvas de fragilidad para una mampostería frente a impactos por bloques de rocas

5. COMENTARIOS FINALES/CONCLUSIONES

En los últimos años, los trabajos de investigación sobre la vulnerabilidad de edificios en zonas de deslizamientos/desprendimientos han incrementado. Esto está relacionado con el registro sistemático de daños posterior a los desastres.

Los descriptores cuantitativos para la vulnerabilidad asocian el nivel de daño con la intensidad de los fenómenos. El uso de tecnologías de percepción remota como los métodos SAR, ofrecen información de alta resolución sobre las deformaciones del terreno, que al contrastarse con inspecciones visuales de los edificios, proporcionan datos sobre la vulnerabilidad de éstos. Cabe destacar la ampliación de la aplicación de las tecnologías de percepción remota, que hasta ahora servían para la monitorización de taludes, a la monitorización de deformaciones y desplazamientos de estructuras afectadas por deslizamientos. Asimismo, los datos obtenidos por DinSAR (Radar de apertura sintética para interferometría diferencial), teniendo resolución sub-centrímetra, permiten registrar deformaciones en la superficie de edificios situados en zonas de deslizamientos y usarlas para la evaluación de su vulnerabilidad para deslizamientos lentos. Sin embargo, el intervalo de monitorización es una limitación de las observaciones por satélite para la detección de altas velocidades de deformación.

El uso de láser escáner terrestre en combinación con la reconstrucción tridimensional de objetos por fotogrametría, puede facilitar el registro, la cuantificación de daños en estructuras afectadas por deslizamientos rápidos y la detección de cambios.

El número elevado de incertidumbres asociadas a estos fenómenos dificultan la transferencia de los resultados de vulnerabilidad en zonas concretas a otros casos. Un primer paso para el cálculo de curvas de fragilidad para aplicación general sería la caracterización de los patrones

de daño y la estandarización de escalas de daño.

El contraste de inspecciones in situ de los edificios con observaciones de daño por métodos de precepción remota (verticales y oblicuas) y métodos analíticos ayuda a entender la vulnerabilidad de los edificios en zonas afectadas por deslizamientos. Los estudios experimentales, que todavía son escasos para elementos estructurales de edificios comunes, también. En este sentido, hacen falta estudios multi-disciplinarios.

Todavía resulta difícil anticipar los daños no estructurales, que aunque no son fundamentales para la estabilidad de los edificios, conllevan un riesgo alto en términos de pérdida económica.

Para deslizamientos rápidos la importancia de un desencadenamiento de roturas se tiene que tener en cuenta para la evaluación de los daños.

La investigación de la vulnerabilidad de edificios frente a impactos por deslizamientos rápidos tiene como objetivo anticipar el daño para diferentes escenarios de riesgo para cuantificar sus consecuencias. Asimismo, la vulnerabilidad de los edificios frente a impactos de suelo/roca, expresada en términos cuantitativos y en función de la intensidad del fenómeno, es una medida objetiva para introducir en los análisis de coste/beneficio, con el objetivo de evaluar la eficiencia de las medidas de protección y la reducción del riesgo que se haya conseguido.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se realizó en el marco del proyecto Rockrisk (BIA2013-42582-P), financiado por el Ministerio Español de Economía y Competitividad del Gobierno de España mediante las ayudas correspondientes al Programa Estatal de Fomento de la Investigación Científica y Técnica de Excelencia, Subprograma Estatal de Generación de Conocimiento, en el marco del Plan Estatal de Investigación Científica y Técnica y de Innovación 2013-2016 con código de referencia BIA2013-42582-P.

REFERENCIAS

- Agliardi, F., Crosta, G.B. and Frattini, P., 2009. Integrating rockfall risk assessment and countermeasure design by 3D modelling techniques. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9(4), p.1059.
- AGS, 2007. Guideline for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning. *Journal Australian Geomechanics Society* 42:1
- ATC, 1985. Earthquake damage evaluation data for California (ATC-13) Appl. Technology Council, Redwood City California
- Audell, H.S., 1996. Geotechnical nomenclature and classification system for crack patterns in buildings. *Environmental & Engineering Geoscience*, 2(2), pp.225-248.

- Bell, R. and Glade, T., 2004. Quantitative risk analysis for landslides? Examples from BÍldudalur, NW-Iceland. *Natural Hazards and Earth System Science*, 4(1), pp.117-131.
- Bertrand, D., Kassem, F., Delhomme, F., Limam, A., 2015. Reliability analysis of an RC member impacted by a rockfall using a nonlinear SDOF model. *Eng Struct* 89:93-102
- Bianchini, S., Pratesi, F., Nolesini, T. and Casagli, N., 2015. Building deformation assessment by means of persistent scatterer interferometry analysis on a landslide-affected area: the Volterra (Italy) case study. *Remote Sensing*, 7(4), pp.4678-4701.
- Bird, J.F., Bommer, J.J., Crowley, H. and Pinho, R., 2006. Modelling liquefaction-induced building damage in earthquake loss estimation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(1), pp.15-30.
- Boscardin, M.D. and Cording, E.J., 1989. Building response to excavation-induced settlement. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(1), pp.1-21.
- Burland, J.B., 1995. Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. Imperial College of Science, Technology and Medicine.
- Burland, JB & CP Wroth 1975. Settlement of buildings and associated damage. Building Research Establishment Report CP 33/75
- Calvetti, F., 2011. Rockfall shelters covered by granular layers: Experiments and design approach. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 15(sup1), pp.73-100.
- Carcedo, F.J.A., 1987. Impacto Economico Y Social de Los Riesgos Geologicos en Espana: The Economic and Social Impact of the Geological Hazards in Spain; with English Summary. Instituto Geologico y Minero de Espana.
- Cardinali, M., Carrara, A., Guzzetti, F. and Reichenbach, P., 2002. Landslide hazard map for the Upper Tiber River basin. CNR, Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, Publication, (2116).
- Cardinali, M., Carrara, A., Guzzetti, F. and Reichenbach, P., 2002. Landslide hazard map for the Upper Tiber River basin. CNR, Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, Publication, (2116).
- Casagli, N., Frodella, W., Morelli, S., Tofani, V., Ciampalini, A., Intrieri, E., Raspini, F., Rossi, G., Tanteri, L. and Lu, P., 2017. Spaceborne, UAV and ground-based remote sensing techniques for landslide mapping, monitoring and early warning. *Geoenvironmental Disasters*, 4(1), p.9.
- Ciampalini, A., Bardi, F., Bianchini, S., Frodella, W., Del Ventisette, C., Moretti, S. and Casagli, N., 2014. Analysis of building deformation in landslide area using multisensor PSInSAR™ technique. *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 33, pp.166-180.
- Ciurean, R.L., Hussin, H., van Westen, C.J., Jaboyedoff, M., Nicolet, P., Chen, L., Frigerio, S. and Glade, T., 2017. Multi-scale debris flow vulnerability assessment and direct loss estimation of buildings in the Eastern Italian Alps. *Natural Hazards*, 85(2), pp.929-957.
- Ciurean, R.L., Hussin, H., van Westen, C.J., Jaboyedoff, M., Nicolet, P., Chen, L., Frigerio, S. and Glade, T., 2017. Multi-scale debris flow vulnerability assessment and direct loss estimation of buildings in the Eastern Italian Alps. *Natural Hazards*, 85(2), pp.929-957.
- Ciurean, R.L., Schröter, D. and Glade, T., 2013. Conceptual frameworks of vulnerability assessments for natural disasters reduction (pp. 3-32). INTECH Open Access Publisher.
- Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O. and Foutch, D.A., 2002. Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 128(4), pp.526-533.
- Crozier, M.J. and Glade, T., 2005. Landslide hazard and risk: issues, concepts and approach. *Landslide hazard and risk*, pp.1-40.

- Cruden, D.M. and Varnes, D.J., 1996. Landslides: investigation and mitigation. Chapter 3-Landslide types and processes. Transportation research board special report, (247).
- De Biagi, V., Napoli, M.L. and Barbero, M., A quantitative approach for the evaluation of rockfall risk on buildings. *Natural Hazards*, pp.1-28.
- Douglas, J., 2007. Physical vulnerability modelling in natural hazard risk assessment. *Natural Hazards and Earth System Science*, 7(2), pp.283-288.
- Eidsvig, U.M., McLean, A., Vangelsten, B.V., Kalsnes, B., Ciurean, R.L., Argyroudis, S., Winter, M.G., Mavrouli, O.C., Fotopoulou, S., Pitilakis, K. and Baills, A., 2014. Assessment of socioeconomic vulnerability to landslides using an indicator-based approach: methodology and case studies. *Bulletin of engineering geology and the environment*, 73(2), pp.307-324.
- Einstein, H.H., 1998. Special lecture: landslide risk assessment procedure. In Bonnard C (ed.) *Landslides*. A.A. Balkema Publisher, Rotterdam pp 1075-1090.
- Ettinger, S., Mounaud, L., Magill, C., Yao-Lafourcade, A.F., Thouret, J.C., Manville, V., Negulescu, C., Zuccaro, G., De Gregorio, D., Nardone, S. and Uchuchoque, J.A.L., 2016. Building vulnerability to hydro-geomorphic hazards: Estimating damage probability from qualitative vulnerability assessment using logistic regression. *Journal of Hydrology*, 541, pp.563-581.
- European macroseismic scale 1998. European Seismological Commission. Grünthal, G. (ESC)
- Ferlisi, S., Peduto, D., Gullà, G., Nicodemo, G., Borrelli, L. and Fornaro, G., 2015. The use of DInSAR data for the analysis of building damage induced by slow-moving landslides. In *Engineering Geology for Society and Territory-Volume 2* (pp. 1835-1839). Springer International Publishing.
- Fotopoulou, S.D. and Pitilakis, K.D., 2013. Vulnerability assessment of reinforced concrete buildings subjected to seismically triggered slow-moving earth slides. *Landslides*, 10(5), pp.563-582.
- Franzius, J.N., 2003. Behavior of building due to tunnel induced settlement (Doctoral dissertation, PHD thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine).
- Frattini, P., Crosta, G.B. and Allievi, J., 2013. Damage to buildings in large slope rock instabilities monitored with the PSInSAR™ technique. *Remote Sensing*, 5(10), pp.4753-4773.
- Fuchs, S., Heiss, K. and Hübl, J., 2007. Towards an empirical vulnerability function for use in debris flow risk assessment. *Natural Hazards and Earth System Science*, 7(5), pp.495-506.
- Galli, M. and Guzzetti, F., 2007. Landslide vulnerability criteria: a case study from Umbria, Central Italy. *Environmental management*, 40(4), pp.649-665.
- Giardina, G., Hendriks, M.A. and Rots, J.G., 2010. Numerical analysis of tunnelling effects on masonry buildings: the influence of tunnel location on damage assessment. In *Advanced Materials Research* (Vol. 133, pp. 289-294). Trans Tech Publications.
- Grant, A., Wartman, J., Massey, C.I., Olsen, M.J., Motley, M.R., Hanson, D. and Henderson, J., 2015, December. Vulnerabilities to Rock-Slope Failure Impacts from Christchurch, NZ Case History Analysis. In *AGU Fall Meeting Abstracts*.
- Guillard-Gonçalves, C., Zêzere, J.L., Pereira, S. and Garcia, R.A.C., 2016. Assessment of physical vulnerability of buildings and analysis of landslide risk at the municipal scale: application to the Loures municipality, Portugal. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci*, 16, pp.311-331.
- Hollenstein, K., 2005. Reconsidering the risk assessment concept: Standardizing the impact description as a building block for vulnerability assessment. *Natural Hazards and Earth System Science*, 5(3), pp.301-307.
- Hu, K.H., Cui, P. and Zhang, J.Q., 2012. Characteristics of damage to buildings by debris flows on 7 August 2010 in Zhouqu, Western China. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 12(7), p.2209.
- Idelsohn, S.R., Oñate, E. and Pin, F.D., 2004. The particle finite element method: a powerful tool to

- solve incompressible flows with free surfaces and breaking waves. *International journal for numerical methods in engineering*, 61(7), pp.964-989.
- Institution of Structural Engineers, 1994. *Subsidence of low rise buildings*. The Institution of Structural Engineers. London.
- International Union of Geological Sciences, IUGS, 1997. Quantitative risk assessment for slopes and landslides - the state of the art. In *Landslide Risk Assessment, Proceedings of the International Workshop on Landslide Risk Assessment*, 19-21 Feb. 1997, Honolulu, Hawaii (eds. Cruden D.M., Fell, R.). A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 3-12.
- Jakob, M., Stein, D. and Ulmi, M., 2012. Vulnerability of buildings to debris flow impact. *Natural hazards*, 60(2), pp.241-261.
- Kaynia, A.M., Papathoma-Köhle, M., Neuhäuser, B., Ratzinger, K., Wenzel, H. and Medina-Cetina, Z., 2008. Probabilistic assessment of vulnerability to landslide: application to the village of Lichtenstein, Baden-Württemberg, Germany. *Engineering Geology*, 101(1), pp.33-48.
- Lambert, S. and Bourrier, F., 2013. Design of rockfall protection embankments: a review. *Engineering Geology*, 154, pp.77-88.
- Leone, F., Asté, J.P. and Leroi, E., 1996. Vulnerability assessment of elements exposed to mass-movement: working toward a better risk perception. *Landslides-Glissements de Terrain*. Balkema, Rotterdam, pp.263-270.
- Li, Z., Nadim, F., Huang, H., Uzielli, M. and Lacasse, S., 2010. Quantitative vulnerability estimation for scenario-based landslide hazards. *Landslides*, 7(2), pp.125-134.
- Lo, W.C., Tsao, T.C. and Hsu, C.H., 2012. Building vulnerability to debris flows in Taiwan: a preliminary study. *Natural hazards*, 64(3), pp.2107-2128.
- Mansour, M.F., Morgenstern, N.R. and Martin, C.D., 2011. Expected damage from displacement of slow-moving slides. *Landslides*, 8(1), pp.117-131.
- Maquaire, O., Thiery, Y., Malet, P., Weber, C., Puissant, A. and Wania, A., 2004. Current practices and assessment tools of landslide vulnerability in mountainous basins-identification of exposed elements with a semiautomatic procedure. *Landslides: evaluation and stabilisation*. Taylor and Francis Group, London, pp.171-176.
- Mavrouli, O. and Corominas, J., 2010. Rockfall vulnerability assessment for reinforced concrete buildings. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 10(10), p.2055.
- Mavrouli, O., Fotopoulou, S., Pitilakis, K., Zuccaro, G., Corominas, J., Santo, A., Cacace, F., De Gregorio, D., Di Crescenzo, G., Foerster, E. and Ulrich, T., 2014. Vulnerability assessment for reinforced concrete buildings exposed to landslides. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73(2), pp.265-289.
- Mavrouli, O., Giannopoulos, P.G., Carbonell, J.M. and Syrmakizis, C., 2016. Damage analysis of masonry structures subjected to rockfalls. *Landslides*, pp.1-14.
- Negulescu, C. and Foerster, E., 2010. Parametric studies and quantitative assessment of the vulnerability of a RC frame building exposed to differential settlements. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 10(9), pp.1781-1792.
- Nicodemo, G., Peduto, D., Ferlisi, S. and Maccabiani, J., 2016, October. Investigating building settlements via very high resolution SAR sensors. In *Life-Cycle of Engineering Systems: Emphasis on Sustainable Civil Infrastructure, Proceedings of the Fifth International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2016)* (pp. 16-19).
- Nielson, B.G. and DesRoches, R., 2007. Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern United States. *Earthquake Spectra*, 23(3), pp.615-633.
- Nolesini, T., Frodella, W., Bianchini, S. and Casagli, N., 2016. Detecting Slope and Urban Potential Unstable Areas by Means of Multi-Platform Remote Sensing Techniques: The Volterra (Italy)

- Case Study. *Remote Sensing*, 8(9), p.746.
- Oñate, E., Idelsohn, S.R., Del Pin, F. and Aubry, R., 2004. The particle finite element method-an overview. *International Journal of Computational Methods*, 1(02), pp.267-307.
- Palmisano, F. and Elia, A., 2015. Shape optimization of strut-and-tie models in masonry buildings subjected to landslide-induced settlements. *Engineering Structures*, 84, pp.223-232.
- Papathoma-Koehle, M., Keiler, M., Totschnig, R. and Glade, T., 2012. Improvement of vulnerability curves using data from extreme events: debris flow event in South Tyrol. *Natural Hazards*, 64(3), pp.2083-2105.
- Papathoma-Koehle, M., Keiler, M., Totschnig, R. and Glade, T., 2012. Improvement of vulnerability curves using data from extreme events: debris flow event in South Tyrol. *Natural Hazards*, 64(3), pp.2083-2105.
- Peduto, D., Pisciotta, G., Nicodemo, G., Arena, L., Ferlisi, S., Gullà, G., Borrelli, L., Fornaro, G. and Reale, D., 2016. A procedure for the analysis of building vulnerability to slow-moving landslides. *Proc 1st IMEKO Int Work Metrology for Geotechnics*, Athena Srl Benevento, pp.248-254.
- Peduto, D., Ferlisi, S., Nicodemo, G., Reale, D., Pisciotta, G. and Gullà, G., 2017. Empirical fragility and vulnerability curves for buildings exposed to slow-moving landslides at medium and large scales. *Landslides*, pp.1-15.
- Petley, D.N. and Allison, R.J., 1997. The mechanics of deep-seated landslides. *Earth surface processes and landforms*, 22(8), pp.747-758.
- Pingue, F., Petrazzuoli, S.M., Obrizzo, F., Tammara, U., De Martino, P. and Zuccaro, G., 2011. Monitoring system of buildings with high vulnerability in presence of slow ground deformations (The Campi Flegrei, Italy, case). *Measurement*, 44(9), pp.1628-1644.
- Porter, K., Kennedy, R. and Bachman, R., 2007. Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering. *Earthquake Spectra*, 23(2), pp.471-489.
- Portioli, F. and Cascini, L., 2016. Assessment of masonry structures subjected to foundation settlements using rigid block limit analysis. *Engineering Structures*, 113, pp.347-361.
- Reichenbach, P., Galli, M., Cardinali, M., Guzzetti, F., Ardizzone, F., 2005. Geomorphologic mapping to assess landslide risk: concepts, methods and applications in the Umbria Region of central Italy. In Glade T, Anderson MG, Crozier MJ (eds.) *Landslide hazard and risk*. John Wiley pp 429-468.
- Remondo, J., Bonachea, J. and Cendrero, A., 2005. A statistical approach to landslide risk modelling at basin scale: from landslide susceptibility to quantitative risk assessment. *Landslides*, 2(4), pp.321-328.
- Roberds, W., 2005. Estimating temporal and spatial variability and vulnerability. *Landslide risk management*. Taylor & Francis, London, pp.129-158.
- Selby, A.R., 1999. Tunnelling in soils-ground movements, and damage to buildings in Workington, UK. *Geotechnical and Geological engineering*, 17(3), pp.351-371.
- Shinozuka, M., Feng, M.Q., Lee, J. and Naganuma, T., 2000. Statistical analysis of fragility curves. *Journal of engineering mechanics*, 126(12), pp.1224-1231.
- Syrmakizis CA, Asteris PG. Masonry failure criterion under biaxial stress state. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2001 Feb;13(1):58-64.
- Tapsell, S., McCarthy, S., Faulkner, H. and Alexander, M., 2010. Social vulnerability to natural hazards. State of the art report from CapHaz-Net's WP4. London.
- Tapsell, S., McCarthy, S., Faulkner, H. and Alexander, M., 2010. Social vulnerability to natural hazards. State of the art report from CapHaz-Net's WP4. London.
- Totschnig, R., Sedlacek, W. and Fuchs, S., 2011. A quantitative vulnerability function for fluvial sediment transport. *Natural Hazards*, 58(2), pp.681-703.
- Toyos, G., Oppenheimer, C., Pareschi, M.T., Sulpizio, R., Zanchetta, G. and Zuccaro, G., 2003,

- September. Building damage by debris flows in the Sarno area, Southern Italy. In Proceed. Third international conference on debris-flow hazards mitigation: mechanics, prediction and assessment (Vol. 2, pp. 1209-1220).
- UN Office for the Coordination of Humanitarian Affairs, 2017. Colombia - Avalancha e inundaciones en Mocoa (Putumayo) Flash Update No. 1 (01/04/17) ReliefWeb. UN Office for the Coordination of Humanitarian Affairs. 1 April 2017. Retrieved 2 April 2017.
- Undro, 1984. Disaster Prevention and Mitigation: A Compendium of Current Knowledge. Volume 11: Preparedness Aspects, Office of the United Nations Disaster Relief Co-ordinator, New York, United Nations.
- Uzielli, M., Nadim, F., Lacasse, S. and Kaynia, A.M., 2008. A conceptual framework for quantitative estimation of physical vulnerability to landslides. *Engineering Geology*, 102(3), pp.251-256.
- Van Westen, C.J., Castellanos, E. and Kuriakose, S.L., 2008. Spatial data for landslide susceptibility, hazard, and vulnerability assessment: an overview. *Engineering geology*, 102(3), pp.112-131.
- Vega, J.A. and Hidalgo, C.A., 2016. Quantitative risk assessment of landslides triggered by earthquakes and rainfall based on direct costs of urban buildings. *Geomorphology*, 273, pp.217-235.
- Volkwein, A., Schellenberg, K., Labiouse, V., Agliardi, F., Berger, F., Bourrier, F., Dorren, L.K., Gerber, W. and Jaboyedoff, M., 2011. Rockfall characterisation and structural protection-a review. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 11, pp.p-2617.

CORRECCIÓN DE DESLIZAMIENTO MEDIANTE DIVERSOS SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN INFRAESTRUCTURAS DE ALTA MONTAÑA. CASO DE LA A-136 EN TRAMO BIESCAS FORMIGAL

Servando Francisco GONZALEZ GARCÍA*, **Rubén SANCHO GÓMEZ-ZURDO†**,
Alberto GRACIA BERNAL†

* Ingeniero de C.C. y P., Subdirector de Carreteras de Huesca de la Dirección General de Carreteras del Departamento de Vertebración del Territorio, Movilidad y Vivienda del Gobierno de Aragón.

† Ingeniero de C.C. y P., Director Técnico de Altius Geotecnia. Master Explotación y Mantenimiento de Presas. Vocal Colaborador SPANCOLD.

† Geólogo, Socio fundador de CTA Consultores Técnicos Asociados, S.A. (Zaragoza).

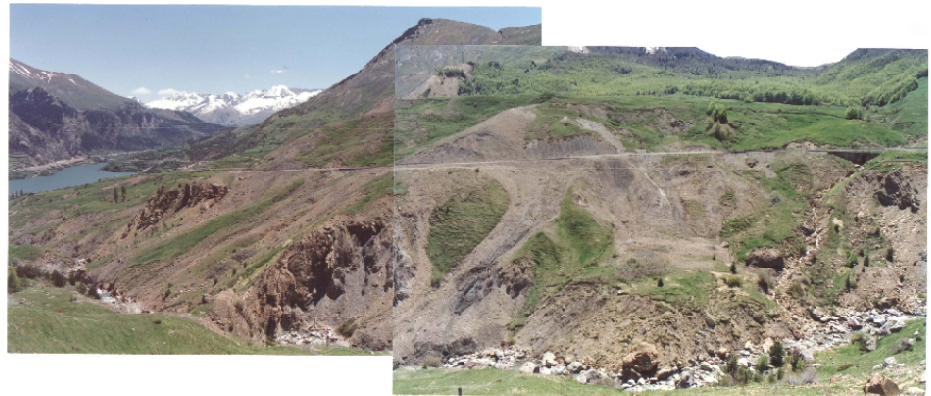
RESUMEN

El tramo más alto de la Carretera A-136, en el Valle de Tena (Huesca), presenta constantes problemas de estabilidad. Las características del terreno, la erosión remontante del río Gállego, barrancos y la alta pluviometría, se combinan para ello. Cada intento de modificar la geometría de las laderas, ha activado un proceso de inestabilidad afectando a las infraestructuras. Se realizaron sondeos y toma de muestras para obtención de parámetros característicos del terreno, caracterización del mecanismo de rotura así como obtención de los parámetros resistentes “back-analysis”.

Así, se define la solución que será complementada durante la ejecución de las obras debido a movimientos detectados desde el inicio, ejecutándose un muro anclado y cimentado con micropilotaje interceptándose los círculos de deslizamiento. Estos condicionantes imprevistos implican el control y seguimiento de los movimientos, ejecución de nuevas medidas de sostenimiento (temporales y permanentes) actuándose a diferentes niveles y asegurando el rebaje del NF.

INTRODUCCIÓN

Este deslizamiento ha tenido siempre todas las características propias de una rotura circular, remontante por la ladera desde su base en el río Gállego. La socavación por erosión y arrastre del terreno (coluvial de ladera procedente de antiguos depósitos morrénicos) mantiene activado el proceso. Esta actividad se puede apreciar observando las siguientes panorámicas tomadas entre 1989 y 2016 (27 años). En estas se puede hacer un control de los movimientos diferenciales registrados tomando referencias visuales desde la ladera de enfrente.



Fotografía 1 -primavera de 1989



Fotografía 2 -verano del año 2000

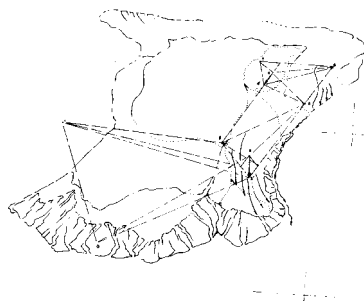


Figura 1 Esquema de situación de los elementos de referencia



Fotografía 3 -verano del año 2016

El terraplén de la carretera está situado sobre unos depósitos coluviales que recubren a un

sustrato Paleozoico formado por pizarras y calizas margosas, con buzamientos muchas veces favorables al movimiento. Los signos de inestabilidad se manifiestan de manera más evidente en forma de grietas semicirculares escalonadas, localizadas en el carril exterior de la vía.

En este mismo punto, ya se produjo una inestabilidad por el deslizamiento de ladera en el año 2000, hecho que motivó la adopción de medidas de corrección consistentes en el drenaje superficial y semiprofundo de la ladera mediante zanjas drenantes, la contención del deslizamiento mediante una pantalla de carriles hincados arriostrados mediante un muro-correa de hormigón, y la estabilización del pie del movimiento con un muro de escollera. En el momento actual, se ha producido una reactivación del movimiento ocurrido entonces que ha llegado a ocasionar daños a la plataforma de la carretera, afectando gravemente al muro-correa que arriostra los carriles, que se ha partido y se ha inclinado. Las siguientes fotografías ilustran los daños más visibles ocasionados por el movimiento:



Fotografía 4. Deformación-Vuelco del muro-correa de hormigón que arriostra las cabezas de los carriles hincados para la corrección del movimiento (año 2000). Fotografía 5. Superficie de rotura en cabecera afectando a la plataforma de la carretera. Fotografía 6. En la posición del sondeo 1.

2. GEOLOGÍA

Desde el punto de vista geográfico la zona se sitúa en el tramo más alto del Valle de Tena. Esta zona está constituida, por materiales paleozoicos pertenecientes a la división pirenaica denominada como “Zona Axial”. Estos materiales del sustrato rocoso están afectados por un intenso plegamiento hercínico acompañado por un metamorfismo de bajo grado.

Desde el punto de vista estratigráfico, los materiales paleozoicos que afloran en el área investigada pertenecen al Devónico inferior y medio. Se trata de un tramo calcáreo basal con pizarras, alternando con margas en la parte inferior, tras el cual viene un desarrollo considerable de pizarras con posibilidad de facies más areniscosas; pizarras que presentan intercalaciones a veces potentes de calizas de facies diversas, en particular arrecifales.

Sobre este sustrato rocoso se sitúan materiales producto de su alteración, erosión y depósito.

3. ESTUDIO GEOTÉCNICO

Para el mejor conocimiento en profundidad de los materiales afectados por la rotura, se realizaron tres (3) sondeos por el sistema de rotación con extracción de testigo continuo.

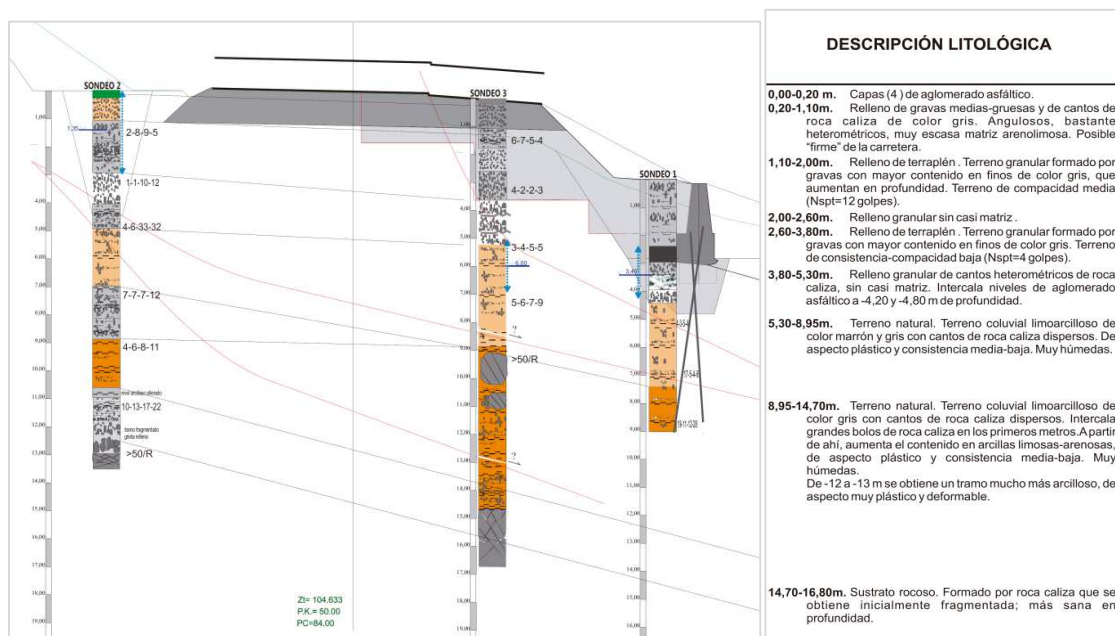


Figura 2. Esquema del perfil de correlación de los tres sondeos realizados para este Informe. Sondeo n°3.

4. MODELO DEL TERRENO

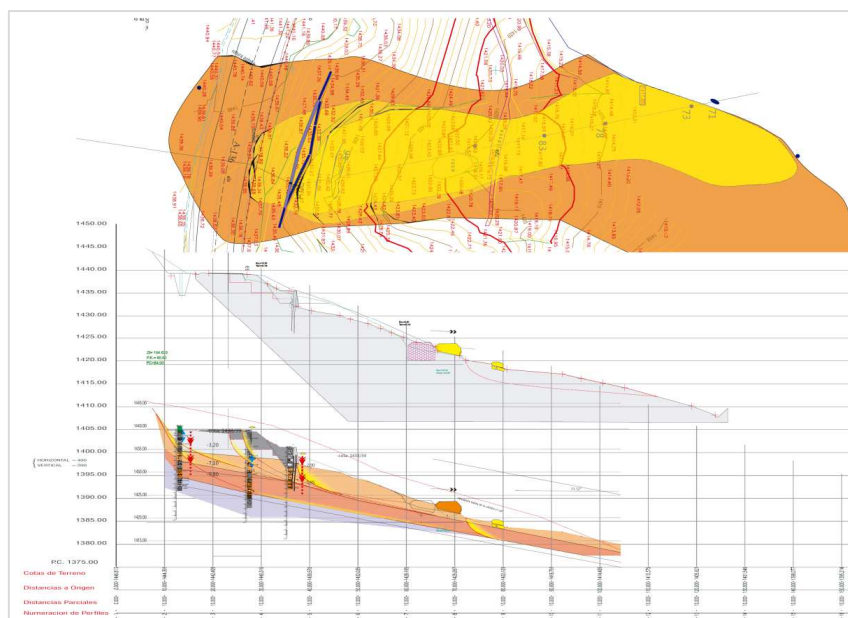


Figura 4. Representación en planta y perfil del deslizamiento correlacionando las capas de terreno reconocidas y posibles superficies de rotura.

5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Como se observa en la siguiente figura, se trata de una superficie de rotura profunda, de tipo mixto (rotacional-traslacional), que pasa por el contacto entre el material coluvial y el sustrato rocoso alterado. La superficie de rotura aflora en el terraplén de la carretera y por detrás del muro de escollera localizado al pie. Ambos hechos concuerdan con las observaciones realizadas. Respecto de la posición del nivel freático se observa como la mayor parte del rango se localiza para posiciones altas del mismo ($>0,70$) respecto de la posición media (0,5). Este hecho coincide con las observaciones de campo y las mediciones realizadas en los piezómetros de la carretera y en los sondeos.

Como consecuencia de todo lo anterior, se seleccionan para el coluvial los valores de cohesión residual $c_R=10 \text{ kN/m}^2$ y ángulo de rozamiento residual $\phi_R=22^\circ$. Con estos valores se obtiene la siguiente forma de la rotura para $FS=1$

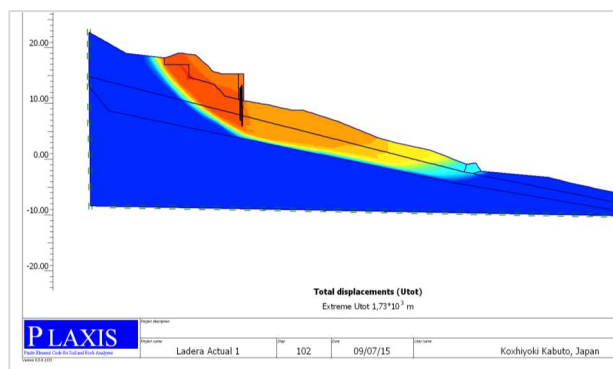
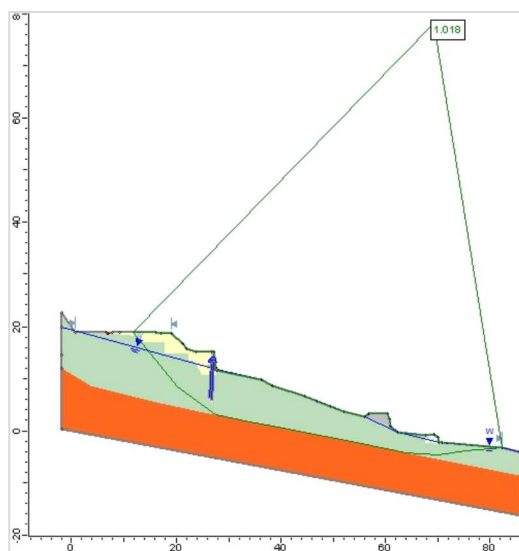


Figura 5. cálculo el programa SLIDE 6.0 (Rocscience Inc.) en dos dimensiones, por el método de las dovelas mediante la aplicación, en este caso, de los métodos de Bishop y Morgerstein. Figura 6. Cálculo del factor de seguridad de la ladera mediante el programa de elementos finitos Plaxis 8.5 por el método $c-\phi$ reduction.

Como se aprecia en la figura anterior, la superficie de rotura que se obtiene por este método es enteramente igual a la obtenida con el método de equilibrio límite. El factor de seguridad en este caso es $FS=0,976$ es decir un 4,3 % inferior al obtenido con el método de Morgerstern-Price. Esta diferencia es plenamente asumible.

6. PROPUESTA DE CONSOLIDACIÓN DE LA LADERA.

Con base en la situación analizada se valora un sistema de contención mediante una pantalla más robusta que combine:

- ejecución de pantalla de micropilotes (“pasadores”) en dos o tres filas, atándolos en

cabeza mediante una viga-encepado. En el caso de que se utilizaran micropilotes, estos podrían ser de Acero S-355, $f_y=355$ Mpa con sección 140-10 mm y $Q_{el}=450,7$ kN (cortante máximo en régimen elástico) espaciados 1 m en la horizontal y encepados en cabeza.

- ejecución de anclajes activos aplicados al mismo muro-correa de ariostamiento, a modo de muro anclado. En este caso anclajes de cable de 797 kN, de 25 m de longitud, con bulbo de 7 m y espaciados 1,50 m en la horizontal.
- se instalará un sistema de drenaje mediante zanja-dren.

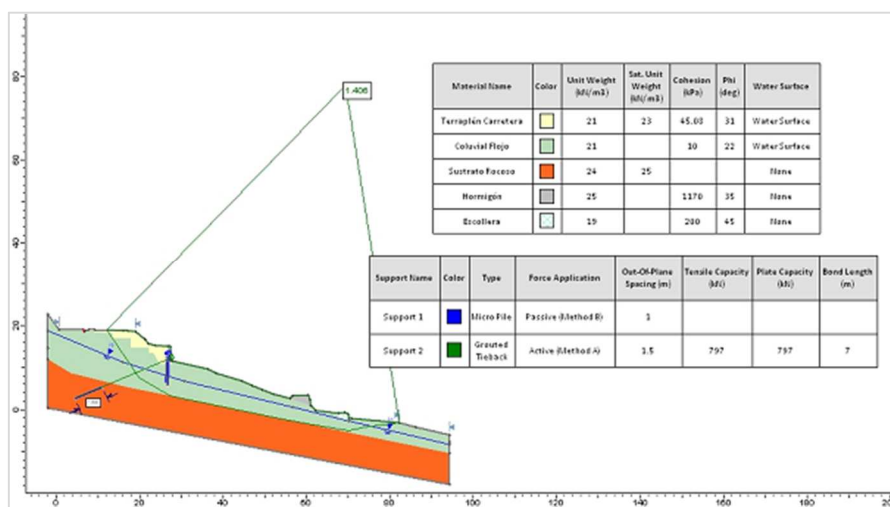


Figura 7. Cálculo el programa SLIDE 6.0 (Rocscience Inc.) en dos dimensiones, por el método de las dovelas mediante la aplicación de los métodos de Bishop y Morgenstern. Obtención del factor de seguridad incorporadas todas las medidas de consolidación y mejora. F.S.>1,4.

7. INICIO DE LAS OBRAS Y MODIFICACIONES

Del análisis de estabilidad se obtiene la importancia de asegurar el rebaje del nivel freático al menos 2 m. por debajo de la cota de cimentación, que junto con la ejecución de un muro anclado y cimentado mediante micropilotaje, se obtiene un coeficiente de seguridad adecuado.

En base a esto, se lleva a cabo el inicio de los trabajos. Con el diseño inicial planteado se debe ejecutar en primer lugar una zanja dren a 2 m. bajo los anclajes, lo que implica la excavación de más de 4 metros descubriendo la pantalla de hincas existente de actuaciones anteriores. El estado en precario del muro sobre las hincas existentes, y el inicio de la excavación corrobora que las hincas no solo están deformadas sino que están completamente seccionadas.



Fotografía 7: Excavación para ejecución de pantalla de micropilotes y murete de arriostramiento en cota planteada inicialmente. Fotografía 8: Estado de las hincas tras la excavación.

Antes de llegar a los 2m de excavación se inician los movimientos de vuelco del muro lo que compromete la seguridad de los trabajos así como la de la propia infraestructura, en la que se ven incrementados los agrietamientos. Esto, acompañado con el continuo flujo de agua que circula entre los carriles, hace que sea necesario la inmediata colocación drenes de peso (terraplenado) en el pie del muro existente para contención de estos incipientes movimientos.



Fotografía 9: Afección en calzada (comparar con la fotografía 5) tras los trabajos de excavación.

Fotografía 10: relleno con peso en pie de muro para frenar movimientos de descalce.

En este punto, se plantea: que el muro existente está completamente inservible, que se debe realizar un seguimiento y control de los movimiento con topografía de precisión y por último que se debe realizar un nuevo modelo de estabilidad en el que se tenga en cuenta el proceso constructivo, ya que la cantidad de agua proveniente del deshielo hace que las condiciones de ejecución sean muy particulares.

8. MODELIZACIÓN ATENDIENDO AL PROCESO CONSTRUCTIVO

8.1 Condicionantes iniciales.

En primer lugar, se debe asegurar la estabilidad del muro existente para poder ejecutar la obra de sostenimiento para lo que en base a los parámetros y modelo inicial se evalúa la seguridad del muro en fase de excavación ejecutando una fila de anclajes temporales en la parte superior del mismo e incrementado su altura. Con anclajes autoperforantes R51 de 25 metros, se obtiene un coeficiente de seguridad superior a 1,5 en la zona superior.



Imagen 8: Modelo en SLIDE 5.0 del FS para sostenimiento provisional tras los movimientos iniciales.
Fotografía 11: Ejecución de anclajes autoperforantes como medida de sostenimiento temporal de muro existente.

En segundo lugar y tras los primeros movimientos acontecidos al inicio de las obras, se comenzó una campaña de seguimiento y control topográfico, para ver la evolución de los mismos, tanto en magnitud como en dirección.

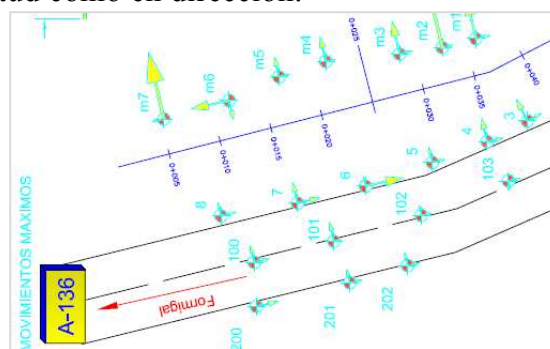


Figura 12: Magnitud y dirección de los movimientos iniciales

Analizando el estudio geotécnico, se tiene que la propuesta de solución planteada inicialmente ataja los diferentes círculos de deslizamiento (más y menos profundo), pero los movimientos observados al inicio de las obras, indican que se debe plantear un modelo que tenga en cuenta tanto el proceso constructivo como el sostenimiento la ejecución de un muro anclado de mayor

altura, longitud y contención que el previsto.

8.2 Modelización final

Con el muro existente estabilizado de forma temporal, y antes de continuar las obras se debe acometer el diseño y modelo que asegure la estabilidad permanente de la infraestructura (carretera A-136) afectada. Para ello, se debe iniciar por tener en cuenta el peso que se ha puesto en el pie, ya que este es estabilizador para el círculo superficial (situado en la base) pero desestabilizador para el círculo más profundo (situado cerca de su cabecera). Se evalúan diferentes alternativas atendiendo a diferentes alturas de rebaje del Nivel Freático, retirada o no del terraplén en la base del muro, altura, tensión y replanteo de anclado así como geometría del nuevo muro. Por último y debido al efecto de la erosión remontante que afecta al pie del círculo de deslizamiento se incluye en la solución una pantalla de micropilotes en la base.

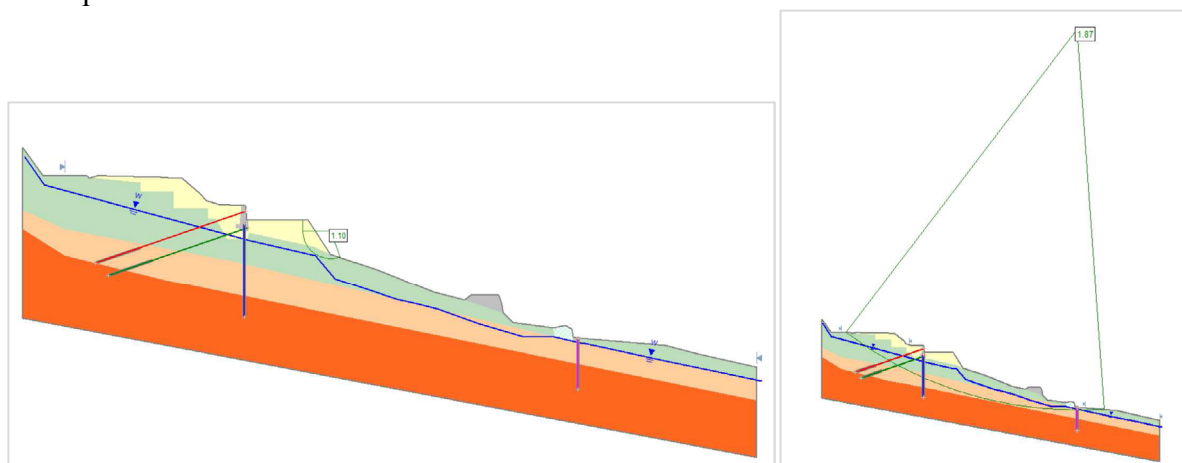


Figura 13: Modelo de cálculo en SLIDE 5.0 de sostenimiento definitivo y coeficiente de seguridad obtenido. Destacable la variación de 0,4 puntos por el rebaje del NF hasta 2,0 metros.

Atendiendo a asegurar la viabilidad invernal para dar correcto servicio de acceso que la A-136 tiene, al ser la única vía de acceso a la estación de esquí de Formigal, se comprueba tanto con modelo informático como en obra, que se producen deslizamientos secundarios superficiales. Estos afectan a la infraestructura en gran medida por lo que es necesario incrementar de altura el sostenimiento, ya que el muro existente está completamente en precario. Esta solución se define y calcula como un muro de contrafuertes anclados a media altura. De esta forma, se tiene que los contrafuertes están empotrados en la base cimentada con micropilotes (solución inicial), levantándose 4 metros sobre dicho cimiento y anclados a media altura con anclajes de cable de 797 kN, de 25 m de longitud, con bulbo de 6 m, espaciados 1,50 m en la horizontal y libres en cabeza.

Además, durante los trabajos se detecta que los movimientos remiten paulatinamente en el centro, pero no es así en los extremos, incluso intensificándose, llegando a producirse

desprendimientos que ser reflejaban en la carretera a modo de grietas de tamaño centimétrico. Es de destacar, que estos modelos se calibraron durante la ejecución de las obras, de tal forma que se podía corroborar lo que esperado con lo ocurrido.

8.3 Cálculo de la solución

En base a los esfuerzos obtenidos en el modelo con SLIDE, se lleva a cabo el cálculo del armado de las pantallas de micropilotes, diseño de anclajes, encepado y muro de contrafuertes.

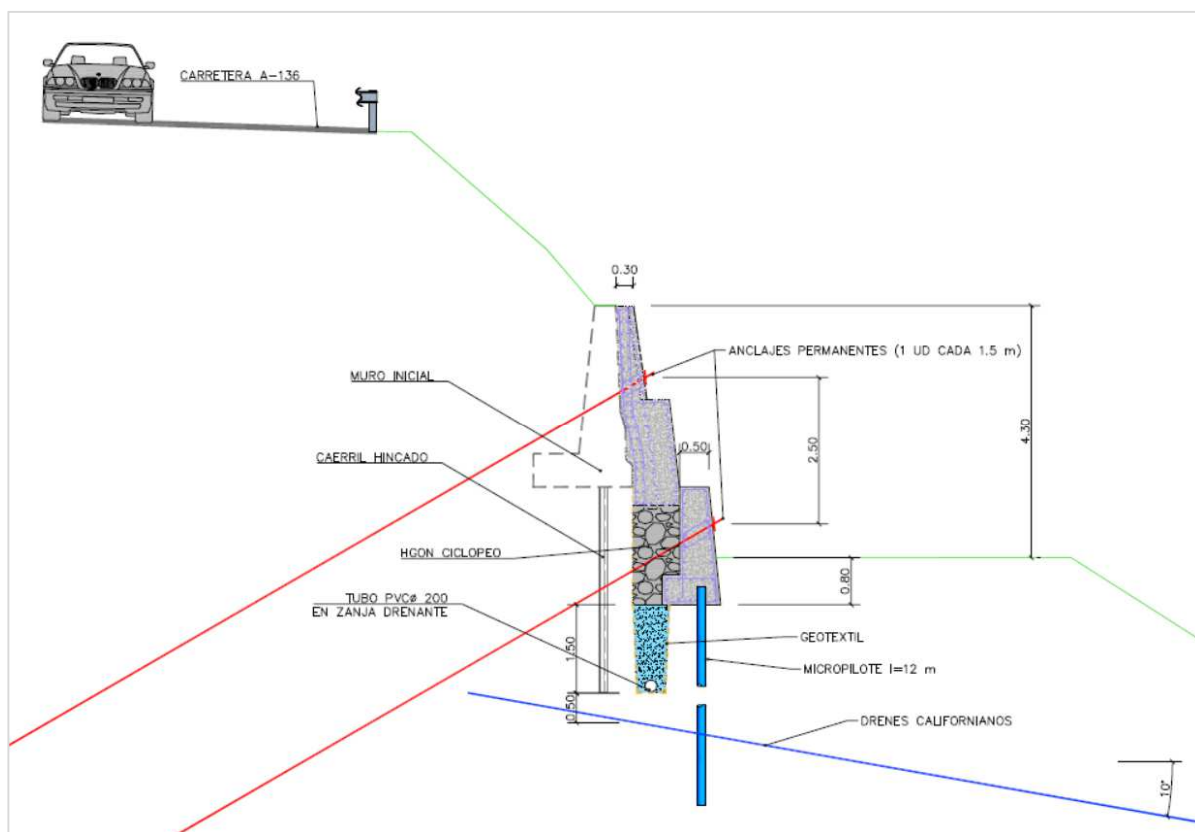


Figura 14: Sección transversal del muro de sostenimiento (Fase 1 + Fase 2).

9. CONTINUACIÓN, CONTROL Y SEGUIMIENTO DE LAS OBRAS

Con el muro existente estabilizado de forma temporal para poder acometer los trabajos de estabilidad permanentes, surge el problema de realizar dichas actuaciones (zanja dren, pantalla micros y muro anclado) a la cota prevista, ya que con el terraplén (peso) en la base, se está 5 metros sobre la cota de trabajo inicial.

Para ello se modifica el procedimiento constructivo previsto, de tal forma que se ejecuta en primer lugar, bajo control de desviaciones y replanteo, la pantalla de micropilotes desde el terraplén, para luego descubrir las cabezas de los mismos y al abrigo de ellos y las hincas,

ejecutar la zanja drenante.



Fotografía 12: Ejecución de pantalla de micropilotes encamisados sobre relleno. Fotografía 13: Excavación posterior para rebaje y ejecución de murete-riostra en Fase 1.

A pesar de trabajar al abrigo de ambas pantallas, en la excavación en zanja para la ejecución del dren de rebaje de nivel freático, los movimientos de la ladera, aumentaron de forma brusca a partir de 1,0 metros, por lo que a 1,50 metros de profundidad se decidió dar por finalizada la excavación y ejecutar a dicha cota el dren. Comprobándose con el modelo en SLIDE, el rebaje del NF a 1,50 m. se vio que no era suficiente para alcanzar el coeficiente de seguridad de 1,50 por lo que se planteó la ejecución de una fila de drenes californianos que atravesara la pantalla de micros ya ejecutada para asegurar el drenaje 2,0 m. por debajo de la cimentación.



Fotografía 14 y 15: Ejecución de murete-riostra previsto inicialmente “fase 1”. Al fondo desprendimientos laterales durante la ejecución de las excavaciones.

Con la pantalla de micropilotes y murete inicialmente previsto bajo cota de cimentación de muro existente, se detecta e intensifica el vuelco así como la aparición de grietas en calzada. Así se plantea segunda fase (fase 2) de sostenimiento que actúe sobre este deslizamiento superior.



Figura 15: Evolución de movimientos a lo largo de la ejecución de los trabajos y estabilización final de los mismos. Fotografía 16: Fase 2 del muro para contención de deslizamiento superior con contrafuertes y anclajes de cable.

Al observarse la gran importancia de rebaje de nivel freático, 0.50 puntos al rebajarlo de 1,5 a 2,0 metros en el modelo, se debe asegurar que el funcionamiento de los drenes sea a largo plazo, por lo que para su ejecución, se utilizó tubería metálica para evitar el aplastamiento. Además se debía asegurar que se traspase la pantalla de micropilotes para que a inyección de esta no hiciera efecto barrera, por lo que se llevó a cabo un preciso control de direccionado e inclinación en la perforación para “pinchar” la pantalla sin afectar a los micropilotes. Ello se realizó utilizándose el sistema de boca piloto perforando con martillo en cabeza.



Fotografía 17: Muro de escollera de contención en deslizamientos laterales cimentado sobre micropilotes.

Título:

“EJEMPLOS de RESTAURACIÓN y REVEGETACIÓN de TALUDES MEDIANTE TÉCNICAS de BIOINGENIERIA MIXTA”

Autor: **Pere Sanz Casany** – Ingeniero Agrícola

Empresa : **TALIO** psanz@taliosa.com

Palabras clave: Biorollo, Cableado, Geomalla, Malla Acero Triple Torsión, Manta Orgánica, Anclajes, Gaviones, Redes de Alta Resistencia, Refuerzos.

Resumen

Demostración empírica de la restauración medioambiental de taludes, con ejemplos gráficos, que la combinación de elementos habituales o “tradicionales”, como geomallas, gaviones, anclajes y soportes reticulares de acero, en sinergia con algunas de las técnicas de bioingeniería “*sensu stricto*”, favorecen los resultados inmediatos de estos procedimientos, ofreciendo resultados muy favorables de resistencia y revegetación.

Introducción

En ocasiones, para la estabilización de los taludes y como alternativa a los muros de contención de hormigón tradicionales, se proponen sistemas alternativos como son los muros de gaviones, sistemas de recubrimiento reticular, refuerzos mediante anclajes, etc.... con los cuales, al no tener que efectuar grandes excavaciones ni cimentaciones se logra un menor impacto ambiental y una rápida recuperación vegetal de las cicatrices en el paisaje.

Hay todavía que considerar que en muchas intervenciones en espacios muy antropizados (urbanizaciones, zonas próximas a infraestructuras, carreteras, ferrocarriles, zonas de agricultura intensiva, etc.), la bioingeniería del paisaje busca desarrollar soluciones que garanticen la seguridad, maximicen la funcionalidad y el valor ecológico del entorno.

El uso de materiales artificiales, que asumen inicialmente la respuesta rápida a la estabilidad, tienen sentido hasta que la componente vegetal viva, pueda desarrollar plenamente esta función principal, ayudando a la vegetación en esta delicada fase inicial.

El desafío es combinar lo mejor de ambas soluciones (Técnicas de Bioingeniería + Técnicas de estabilización “mecánica” tradicional) y poder predecir cómo las zonas recién restauradas evolucionaran y cómo con el transcurso del tiempo, mejorarán progresivamente la estabilidad global del talud.

El éxito de las aplicaciones con las técnicas de soporte reticular mecánico y muros de gaviones que mostramos, combinados con la vegetación de las técnicas de bioingeniería, llegan a crear un elemento estructurado complejo “vivo”, los cuales han demostrado su idoneidad para restaurar los ecosistemas naturales, proporcionando, al mismo tiempo, los requerimientos de ingeniería necesarios para garantizar que las estructuras diseñadas funcionen correctamente en condiciones de seguridad y fiabilidad.

Ejemplos

- GEOMALLAS ORGANICAS REFORZADAS CON MALLA METÁLICA DE TRIPLE TORSIÓN.

En primer lugar mostraremos el proyecto de recuperación de un tramo del “Rec Comtal” al inicio del municipio de Barcelona, donde el cauce de este canal de origen medieval afectaba el talud de la ladera derecha, provocando problemas de retro-excavación remontante que afectaban a la estabilidad. En primer lugar se reperfiló y a continuación se protegió con manta orgánica de coco. Para proteger el nivel de contacto con la lámina de agua del canal se instaló unos Biorollos de fibra de coco de Ø 30 cm.

Posteriormente se reforzó el talud y el Biorollo con una malla de acero de triple torsión para conseguir el efecto de protección y resistencia a tracción inmediato que el sistema necesitaba, pues se producían pequeños efectos de retro-excavación remontante, iniciándose a nivel de la lámina de agua, que pondrían en riesgo la estabilidad de toda la ladera.



Manta orgánica + Biorollos para protección del cauce reforzados con malla de acero galvanizada de triple torsión.

Para finalizar y garantizar la revegetación, se plantaron los biorollos con especies halófilas tipo (*Scirpus holoschoenus*, *Phragmites australis*, *Typha angustifolia*, *Juncus inflexus*), presentadas en container forestal de 300 cm³, en el primer nivel, justo en contacto con el agua. Por el resto de talud se plantaron especies arbustivas de rivera tipo *Salix eleagnus*, *S. purpurea*, *Vitex agnus-castus* y se hidrosembó con una mezcla de especies gramíneas i leguminosas.



Evolución y estado de la vegetación en el “Rec Comtal” (Barcelona).

- GEOMALLAS TRIDIMENSIONALES REFORZADAS CON MALLA METÁLICA DE TRIPLE TORSIÓN.

La solución combinada mediante geomallas tridimensionales de PE o PP, montadas en primer lugar y reforzadas con malla de acero galvanizada de triple torsión, nos da un resultado muy eficiente, cuando el talud es inestable pero potencialmente revegetable.

Al revestir cuidadosamente el perfil se consigue disminuir el movimiento de finos en el talud y favorecer la recuperación vegetal del talud de una forma espontánea, aprovechando el potencial de semillas del propio terreno, o bien acelerando el proceso con una plantación densa de especies arbóreas o arbustivas o una hidrosiembra con especies comerciales adaptadas a la zona.



Detalle del sistema acabado mediante hidrosiembra



Imágenes del talud acabado y el mismo al año siguiente, (Sant Fost de Capcentelles i Panta de Vallvidrera en Barcelona).





Imagen del talud al cabo de cuatro años

Este tipo de tratamiento combinado, tiene varios inconvenientes sobre todo cuando tratamos taludes con grandes desarrollos o irregularidades, que pueden provocar la reptación o el desgarro de las geomallas tridimensionales por dentro de la malla de triple torsión, debido a no disponer de resistencia a tracción.



Por otro lado, es muy importante la ejecución en obra, puesto que es necesario garantizar una perfecta adaptación de esta geomalla en el talud, en caso contrario, la protección y el control de la erosión es inviable, y la migración de los finos puede poner en riesgo el sistema, incluso se pueden generar fenómenos de solarización, haciendo inviable la revegetación.

Recomendamos este sistema cuando encontramos taludes homogéneos o desmontes recién excavados, donde la hidrosiembra sea proyectada a través de las geomallas después de efectuar los trabajos de estabilización.

- MALLA METÁLICA DE TRIPLE TORSIÓN COMBINADA CON GEOMALLA TRIDIMENSIONAL SOLIDARIA EN SU FABRICACIÓN

Como evolución de este método, encontramos en el mercado geomallas tridimensionales reforzadas con geomallas sintéticas o bien mallas de acero, las cuales transfieren la resistencia de las retículas a la geomalla evitando los problemas de reptación y rotura de las geomallas tridimensionales que actúan como auténticas trampas de fino generando suelo y donde la implantación de la vegetación es gradual y progresiva



Aspecto de las geomallas tridimensionales reforzadas



Este efecto de retención de finos, nos evita su migración por el talud y nos permite que semillas y plántulas puedan implantarse en este sustrato y desarrollarse revegetando el talud de forma progresiva.

Este método es completamente compatible con la vegetación existente del propio terreno o con las técnicas de siembra y plantación, al permitir perfectamente ser permeables a la vegetación.

La malla de acero de triple torsión permite ser manipulada para poder realizar los trabajos de plantación, puesto que se

puede cortar, adaptar o coser sin dejar de perder sus propiedades de resistencia.



Instalación de las geomallas tridimensionales reforzadas

Este sistema puede ser también utilizado como alternativa a las bajantes prefabricadas y conseguir así una integración total en el paisaje, evitando las cicatrices de hormigón.

En este caso las geomallas reforzadas son fijadas y conformadas a la sección de la bajante mediante pequeños bulones y varillas de acero corrugado para mantener la sección homogénea.



Tratamiento de una cárcava como bajante naturalizada



Evolución de la bajante revegetada

El tratamiento con vegetación herbácea mediante una mezcla escogida de leguminosas y gramíneas nos permite mantener una cobertura vegetal autosuficiente, prácticamente sin mantenimiento, durante todo el ciclo vegetativo.

Esta mezcla permite que cuando el agua circule por la bajante pueda ser “peinada” sin ser arrancada permitiendo su recuperación pasado el episodio de lluvias.

- COMBINACIÓN DE REFUERZO CON SISTEMA RETICULARES DE ALTA RESISTENCIA Y BULONADO PASIVO.

Este caso es similar al anterior, pero con una solución más contundente al utilizar redes de alta resistencia, que trabajan con los bulones perimetrales y dan una resistencia superior al sistema que puede llegar a los 45 Kn/m².

En concreto se puede observar como la vegetación existente atraviesa las geomallas sin ningún problema combinando una solución a corto plazo completamente integradora.



Imágenes del talud en ejecución y su evolución al cabo de 6 meses. Barcelona 2.009



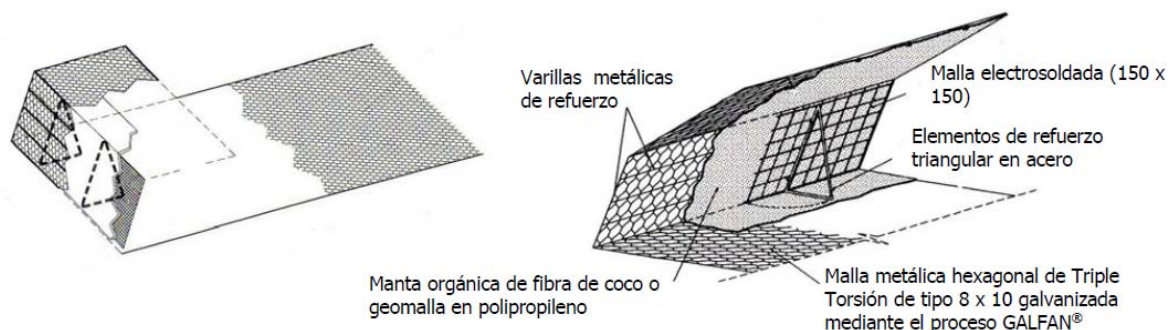
- RECONSTRUCCIÓN DE TALUD

En este caso mostramos la solución propuesta para corregir la emergencia por la rotura de una gran tubería de distribución de agua potable de Ø 800 mm, en Collserola, en una zona forestal muy próxima a la ciudad de Barcelona, que provocó una gran barranquera que ponía en riesgo un deposito de agua en cabecera, la solución propuesta fue la reconstrucción del talud mediante un sistema de terraplén reforzado con geomallas tipo Tresma-verde.



Estado inicial y primeras actuaciones de excavación en la base de la reconstrucción para el arranque del terraplén reforzado.

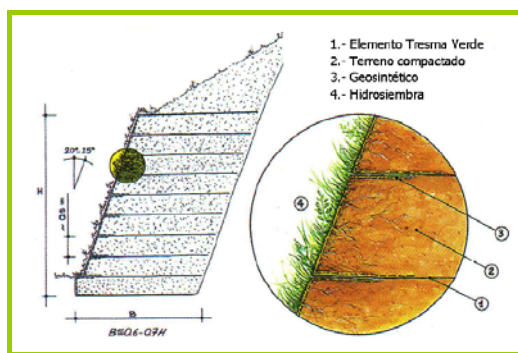
El sistema propuesto fue mediante las geomallas de refuerzo estructuradas mediante malla de acero electro-soldado, como encofrado perdido que conforman una estructura compuesta por malla de acero de triple torsión y un paramento vertical de manta orgánica que permite y facilita la revegetación, mediante plantación a través de la misma, siembra o implantación espontánea por el entorno o el potencial de semillas existente en la tierra vegetal.



Esquema del montaje de refuerzo de cada tongada de terraplén estructurado Tresma-verde (Bianchini Ingeniero)



Posteriormente se va repitiendo la misma actuación, encastándola en los laterales del talud contiguo para dejar el perfil de talud adecuado.



Sistema constructivo del terraplén reforzado Tresma-verde (Bianchini Ingeniero)



Evolución de la reconstrucción de talud y aspecto al cabo de 6 meses



- MUROS DE GAVIONES REVEGETABLES.

Esta técnica, de muros de contención por gravedad mediante gaviones rellenos de piedra, nos permite crear un recubrimiento de vegetación gracias a la sinergia con las características intrínsecas de los gaviones, en concreto a su poder drenante que reconduce el agua del perfil del talud hacia la base del muro donde unas especies trepadoras pueden aprovechar, tanto la estructura de los gaviones ejecutados con malla de acero donde fácilmente puede trepar y recubrir el paramento vertical, como la humedad proveniente del freático que se recibe y concentra en la base inferior del muro.

También los gaviones se pueden diseñar para albergar en su interior unas jardineras o configurar un espacio donde colocar tierra vegetal para generar nuevas plantaciones.

En el ejemplo que mostramos se pretendía reducir el impacto visual de un muro de hormigón de 8 m de altura en una parcela con una vivienda unifamiliar.

Para evitar la cimentación de un muro de hormigón tradicional y resolver el problema del impacto se propuso el muro de gaviones revegetable, combinado con la instalación de unos tubos de hormigón prefabricado de 400 mm de diámetro y un metro de longitud colocado verticalmente o inclinado hacia el trasdós del muro, conectándolo con el terreno existente, rellenos con tierra vegetal y por otro lado se ejecutaron sendos gaviones rellenos de tierra vegetal en su interior a excepción de los 30 cm de paramento vertical para dar el mismo acabado que el resto de muro.





Varias imágenes de la ejecución del muro de gaviones y su comportamiento cinco años después.

Referencias

- EFIB. (2015) *Directrices Europeas de Bioingeniería del Paisaje*. European Federation for Soil and Water Bioingenieering - EFIB.
- NTJ 12S PARTE 4: (2015) *Obras de bioingeniería del paisaje: Técnicas mixtas de estabilización de taludes*.
- NTJ 12S PARTE 2: (2013) *Obras de bioingeniería del paisaje: Técnicas de estabilización de suelos*.
- NTJ 12S PARTE 1: (2012) *Obras de bioingeniería del paisaje: Técnicas de protección superficial del suelo*.
- NTJ 12S PARTE 5: (2010) *Obras de bioingeniería: Técnicas de recubrimiento y de estabilización aplicables en ámbitos fluviales*.
- ZEH, H. (2007) *Ingeniería biológica. Manual técnico*, Zurich: Federación Europea de Ingeniería del Paisaje.
- FERRARI, R. (2006) *Quaderni di cantiere. Quaderno 1: Rivestimento vegetativo in rete metallica zincata e biostuoia*. Roma: Regione Lazio

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES PARA REHABILITACIÓN DE CTRA. DN-66 BUMBESTI JIU - PETROSAMI (RUMANÍA) C.N.A.D.N.R. (GOBIERNO DE RUMANÍA)

Guillermo Braceras, Jorge Ibáñez

Empresa de Estabilización GEOTALUD

RESUMEN

Los trabajos de estabilización de taludes se enmarcan dentro de la rehabilitación de un tramo de 33 Km de la Carretera Nacional DN-66 entre las localidades de Bumbesti Jiu y Petrosani en el distrito rumano de Hunedoara. (Rumanía). La promotora de la obra fue la Compañía Nacional de Autopistas y Carreteras Nacionales de Rumania (C.N.A.D.N.R)

Fueron sub-contratados por la empresa Copisa-Constructii a una UTE constituida por cuatro empresas españolas especializadas en estabilización de taludes

Las actuaciones se ejecutaron entre otoño de 2013 y verano de 2.016, interrumpiéndose durante los periodos invernales, y consistieron resumidamente en:

Colocación de 84.340 m² de membrana metálica de alta resistencia Steelgrid HR30 (previo intenso saneo manual y desbroce superficial) en 49 taludes

Colocación de 1.284 ml de Barrera dinámica de 1000 Kj. de capacidad de absorción de energía

Colocación de 449 ml de barrera dinámica de 2.000 Kj de capacidad de absorción de energía

Realización de 46.660 ml de bulón GEWI Ø 32 mm (11.665 uds. L= 4 m.)

1. INTRODUCCIÓN

La obra de estabilización de taludes se enmarca dentro de la rehabilitación de 33 Km de la Carretera Nacional DN-66 entre las localidades de Bumbesti Jiu y Petrosani en el distrito rumano de Hunedoara, en el marco de los Cárpatos Rumanos del Sur.

Los trabajos de estabilización se llevaron a cabo en 49 taludes entre los pk. 109 y 124 de la citada carretera que transcurre dentro del Parque Nacional Desfiladero del Río Jiu (Parcul Național Defileul Jiului) a lo largo de el fondo del valle al que da nombre el citado río Jiu, entre laderas de roca metamórfica con estructura de esquistos, y una densa vegetación arbustiva y arbórea.

El río (afluente del Danubio) abre un desfiladero de 25 Km. de longitud, y las cumbres de las laderas limítrofes (Montañas Valcan y Parang) superan a menudo los 1.000 m. de cota con respecto a la traza. Eso da idea de las pendientes, que combinadas con una vegetación densísima permite imaginar la dificultad de acceso a las cabeceras de los taludes. El valle de Jiu superior, alrededor de Petroșani y Lupeni, es la principal región minera de Rumania.

La región fue altamente industrializada y la actividad principal era la minería del carbón, pero debido a la baja eficiencia, la mayoría de las minas fueron cerradas en los años posteriores a la caída del comunismo en Rumania.

Los trabajos de estabilización fueron ejecutados por una UTE constituida por cuatro empresas españolas especializadas en estabilización (GEOTALUD, INACCES, SOLUTIOMA y TALIO) que llegaron a desplazar simultáneamente desde España más de 50 trabajadores especializados en trabajos en altura y hasta 10 equipos de perforación (perforadoras neumáticas e hidráulicas sobre carro, cesta o patín perforador).

Fueron contratados por la empresa Copisa-Constructii, titular de la obra "Rehabilitación de la carretera DN 66 Bumbesti Jiu-Petrosani", que descartó ofertas de consorcios checos, italianos, serbios y suizos. La rapidez de intervención, y la disponibilidad inmediata de tantos medios humanos y técnicos fue determinante a la hora de la adjudicación a la UTE española. El suministro de materiales por parte de la compañía Bianchini-Maccaferri fue también un acuerdo entre la entidad contratante y la UTE.

Aproximadamente un 75% de las actuaciones se ejecutaron entre el otoño de 2013 y el verano de 2014, interrumpiéndose durante el periodo invernal aunque las necesidades de otros capítulos de obra (drenajes, estructuras, movimientos de tierra...) provocaron periodos menos intensos de trabajo que se prolongaron hasta el verano del 2016.

Los trabajos consistieron fundamentalmente en.

Colocación y claveteado de 84.340 m² de membrana metálica de alta resistencia Steelgrid HR30 de la casa BIANCHINI-MACCAFERRI (previo intenso saneo manual y desbroce superficial) en 49 taludes

Colocación de 1.284 ml de Barrera dinámica de 1000 Kj. de capacidad de absorción de energía, y 449 ml de Barrera dinámica de 2.000 Kj de capacidad de absorción de energía

Realización de 46.660 ml de bulón GEWI Ø 32 mm (11.665 uds. L= 4 m.)

Aparte la gran disponibilidad e inmediatez de los medios humanos y materiales puestos a disposición por la UTE, sin duda otro de los motivos de la adjudicación, fue la ayuda técnica prestada para definir la intervención en cada punto previsto, ya que la dificultad de acceso a la cabecera de los taludes (muy verticales en su mayoría y con abundancia de bloques sueltos) y la densidad de vegetación hacía difícil marcar la extensión de los mismos.

En este sentido sólo una vez desbrozados y facilitado un acceso a la cabecera se pudo concretar los límites de las actuaciones. Especialmente complejo, fue la localización y marcaje de las barreras dinámicas, siempre en cabecera de talud (salvo algún pequeño tramo cerrando torrenteras). Sirva como ejemplo que el proyecto original contemplaba algún tramo de hasta 350 m. de longitud continua y un total de 13 tramos, que finalmente y optimizando su localización dio lugar a 27 tramos discontinuos. Igualmente el desbroce de los taludes permitió "descubrir" taludes de hasta 70 m. de altura que fue necesario recubrir con la membrana metálica y posteriormente bulonar.

Superada la primera dificultad de concreción de actuaciones, debido sobre todo a la dificultad de acceso a las cabeceras de los taludes por la vegetación y pendiente, los trabajos se desarrollaron satisfactoriamente con la única salvedad de una climatología propia de montaña.

La intensidad de los trabajos obligó a cortar el tráfico rodado privado durante la jornada laboral, salvo para emergencias y el tráfico propio de la obra. Supuso un gran esfuerzo y gran concentración de maquinaria (grúas, compresores, camiones....) ya que se llegó a trabajar en seis taludes simultáneamente en un tramo de aproximadamente 15 Km.

La logística fue complicada en una zona deprimida (antiguas explotaciones mineras durante el régimen comunista), que trata de ponerse en valor por sus excepcionales atractivos naturales (gran riqueza botánica y faunística, espacios naturales protegidos, estaciones de sky...). La distancia a ciudades de importancia (Bucarest, Timisora, Cluj-Napoca...) nunca inferior a las tres o cuatro horas añadió dificultad a la ejecución, debiendo prever suministros y disponibilidad de maquinaria específica con bastante antelación.

Es de destacar que todo el personal especialista que realizó trabajos de producción, fue desplazado expresamente desde España, contratando sólo personal de la zona para labores de

vigilancia y señalización

Sin duda la singularidad de la obra viene por tanto más dada por el volumen de las actuaciones, que constituye uno de los trabajos más importantes de estabilización llevados a cabo en Europa, que por la originalidad de las soluciones ampliamente conocidas y difundidas en nuestro país.

2. FASES DE OBRA.

Los trabajos se llevaron a cabo en un total de 49 taludes, que fueron previamente desbrozados de forma selectiva y saneados manualmente, para a posteriori recubrirlos con una membrana metálica de alta resistencia (Steelgrid HR30), que se reforzó claveteándola al terreno en toda su superficie con bulones de acero GEWI Ø 32 mm de longitud 4 m. formando cuadrícula de 3x3 m².

Al ser ejecutados por cuatro empresas especializadas a la vez, se llegó a actuar en varios taludes simultáneamente en función de la superficie de los mismos, con lo que en cada momento se podían encontrar en ejecución diferentes fases de obra.

Sin embargo la secuencia en cada talud fue la siguiente:

- 2.1 Desbroce y saneo manual
- 2.2 Realización de anclajes para el posterior ceñido de la membrana
- 2.3 Tendido de la membrana
- 2.4 Cosido de la membrana
- 2.5 Bulonado

Simultáneamente con las labores de estabilización superficial de taludes, se procedió al marcaje e instalación de los diferentes tramos de barreras dinámicas con capacidades de absorción de energía de 2.000 Kj (449 m.l) y 1.000 Kj (1.284 m.l.), con alturas de 4 y 5 m. Los tramos de barreras fueron en total 27, con diferentes longitudes. Todas se situaron en cabeceras de talud o cerrando vaguadas.

2.1 DESBROCE Y SANEAMIENTO MANUAL

Los Cárpatos constituyen quizás los bosques más representativos de la riqueza forestal Centroeuropea. Las laderas de la obra se encontraban consecuentemente muy vegetadas con ejemplares de porte arbóreo. Pinos, piceas y alerces en cotas superiores a los 1.400 m, y hayas, robles, carpes y abedules en cotas inferiores, son las especies más representadas y que más dificultaban las labores de acceso a las cabeceras de los diferentes taludes.



Foto 1. Dificultad de acceso a cabecera de talud, y de definición de los límites de los taludes, por la abundantísima vegetación.

Hubo de realizarse por tanto una labor importante de desbroce, discriminando los ejemplares que debían o no ser talados por presentar con sus raíces riesgo para la estabilidad de bloques rocosos. El estrato arbustivo (enebros, tejos, saúcos, arándanos...) también era importante. Una dificultad adicional sobre todo en la época primaveral, era la presencia abundante de ejemplares de víbora (*Vipera ammodytes*) que tienen una picadura mortal. Se trabajó con polainas protectoras en las piernas, y siempre con información de los centros sanitarios más cercanos provistos de antídotos contra la picadura.



Foto 2. Labores de tala y desbroce para acceder a la cabecera real del talud en desmonte

2.2 REALIZACIÓN DE ANCLAJES PARA CEÑIDO DE MEMBRANA METÁLICA

Una vez desbrozada la superficie del talud, y como paso previo al tendido de la membrana metálica se procedió a la realización de anclajes tipo "spit-rock" en las zonas deprimidas de la pared para garantizar el ceñido de la misma.



Foto 3. Detalle de spit-rock y su labor de sujeción inicial de la membrana

El peso y la cierta rigidez de la malla Steelgred, dificulta en cierto modo su ceñido si previamente no se ejecuta con la pared desnuda algún tipo de anclaje que asegure su sujeción hasta la fase de bulonado.. La elección de este tipo de anclajes se hizo por la rapidez de instalación Para la colocación de "spit-rock" se utilizaron taladros eléctricos mediante personal descolgado desde cabecera, sujetos a las oportunas líneas de vida.

2.3 TENDIDO DE LA MEMBRANA EN LA SUPERFICIE DEL TALUD

La membrana Steelgred es la combinación de malla de alambre de acero de triple torsión (8x10-16) y cables de alta resistencia a la tracción Ø 6 mm. (1770N / mm²) en un único producto. Malla y cable están galvanizados con aleación GalMac® (Zn/Al) clase A. Los cables de acero se tejen integralmente en la malla de triple torsión durante la fabricación, formando un solo producto. La distancia entre los cables paralelos es de 30 cm. en el HR-30 utilizado. Ofrece una elevada rigidez: alta resistencia a la tracción con tensión baja y alta resistencia a los golpes con deformación baja.

Se presentó en rollos de 3m. de ancho y 50 m. de longitud. Su extendido se realizó mediante la ayuda de grúas y personal que se descuelga por el talud durante el desenrollo de los paños, sujetándolos a los anclajes spit-rocks previamente realizados.



Foto 4. Labores de tendido de la membrana, donde se observa el ceñido de la misma con los anclajes previamente realizados

Es muy importante en esta fase la correcta alineación de los paños , para evitar solapes y gastos superfluos de material, y la yuxtaposición correcta con los contiguos. En este sentido en algunos casos dada la enorme irregularidad de los taludes, fue necesario recortar "piezas" del tamaño adecuado para evitar solapes superfluos.

Esta labor es sin duda la que exige un mayor esfuerzo físico por parte del personal y unas mejores condiciones ambientales (muy dificultada por el frío y la lluvia). Fue la labor que más se prolongó en el tiempo y que requiere personal más especializado.



Foto 5. Detalle de trabajo de tendido y ceñido de membrana

2.4 COSIDO DE LA MEMBRANA

La unión y cosido entre paños se realizó mediante grapas especiales que unen los cables-orillo de los paños. Las grapas se colocan de forma manual mediante personal descolgado desde cabecera de talud a una distancia de 30 cm. que las va cerrando mediante tenazas para evitar el "descosido" de paños en caso de impacto de bloques desprendidos. Cosida de esta manera la membrana combina la versatilidad y los beneficios prácticos de la malla

de triple torsión con la excepcional rigidez y durabilidad mecánica de los cables de acero de alta resistencia.



Foto 6. Detalle de las grapas de cosido y de la unión entre paños

La unión vertical entre paños se realiza solapándolos 0,5 m. entre sí y torsionando la malla de los dos paños, además de unir con sujetacables de acero todos los cables verticales de los dos paños



Foto7. Detalle de la unión vertical entre paños

La membrana una vez cosida y ceñida al terreno, supone un sistema completo para los trabajos de consolidación y mitigación de desprendimientos de rocas en taludes. Se

emplea como cortina o como frente claveteado de alta rigidez cuando las cargas previstas superan la capacidad de las mallas de triple torsión tradicionales. Dado el volumen de los bloques que se desprenden, el proyecto contempló su bulonado sistemático al terreno. La labor de cosido de paños supuso también un gran esfuerzo en medios humanos, ya que se colocaron más de 60.000 grapas aparte de anclajes para ceñido previos al bulonado.



Foto8. Detalle de los trabajos de cosido de paños mediante grapas

2.5 BULONADO

El claveteado de la membrana de alta resistencia se efectuó mediante el bulonado sistemático de toda la superficie de los taludes con bulones pasivos de acero GEWI Ø 32 mm. de 4 m de longitud, formando cuadrícula de 3x3 m², y provistos de pletina de acero y tuerca.

Se perforó con perforadoras neumáticas (\varnothing perforación ≥ 60 mm.) montadas sobre cesta y grúa, sobre carro de perforación (altura máxima 6 m. sobre la traza de la carretera), o sobre manipuladora telescópica (altura máxima 18 m. sobre la carretera). Se realizaron 11.665 bulones de 4 m. lo que supone una longitud total de perforación de 46.660 ml., aparte de anclajes más cortos para sujeción de la membrana y anclajes de cabecera y pie de talud. En alguna fase de la obra llegaron a trabajar seis perforadoras simultáneamente.



FOTO 9 . Detalle de los trabajos de perforación con manipuladora telescópica adaptada, y con cesta perforadora sobre grúa autopropulsada

Los trabajos de bulonado exigieron alquiler de abundante maquinaria como compresores, grupos electrógenos y maquinaria de elevación, que fue alquilada a empresas rumanas. Si bien exigieron menos carga de mano de obra, supuso el desplazamiento desde España de abundantes medios técnicos

2.5 BARRERAS DINÁMICAS

Simultáneamente a los trabajos de estabilización, y tras un labor previa importante de estudio y delimitación de tramos (llevada a cabo en colaboración con la empresa contratista y la Dirección de obra del CNADNR) se ejecutó la instalación de las barreras dinámicas con capacidades de absorción de energía de 2.000 Kj (449 m.l) y 1.000 Kj (1.284 m.l.), con alturas de 4 y 5 m. Los tramos de barreras fueron en total 27, con diferentes longitudes. Todas se situaron en cabeceras de talud o cerrando vaguadas.



FOTO 10 . Barrera dinámica 2.000 Kj capacidad. H= 5 m.

3. CONCLUSIONES

Como resumen resaltar la excepcional dimensión de los trabajos de estabilización. Más de 46 Km. de bulones, casi 2 Km. de barreras dinámicas y 84.000 m² de membrana metálica de alta resistencia en un tramo de poco más de 15 Km .

Ejecución por parte de cuatro empresas españolas asociadas en UTE, lo que da idea de la gran capacidad de competir del sector nacional de la estabilización de taludes a la par de otros sectores españoles del mundo de la construcción.

La unión de intereses en obras de gran envergadura es sin duda además de una ventaja para los asociados, una mayor garantía para la entidad contratante ya que es prácticamente imposible poner a disposición medios técnicos y humanos muy especializados con tanta celeridad y abundancia. Recortar plazos supone optimizar costos

La importancia de la obra viene por tanto más dada por el volumen de las actuaciones, que constituye uno de los trabajos más importantes de estabilización llevados a cabo en Europa, que por la originalidad de las soluciones ampliamente difundidas en nuestro país.

ESTABILIZACIÓN Y PROTECCIÓN CONTRA LOS DESPRENDIMIENTOS EN LA CALA DE BANYALBUFAR, MALLORCA

OLIVERAS ALOY, Ricard.

Ingeniero Técnico de Minas, INACCÉS GEOTÉCNICA VERTICAL

RESUMEN

En esta comunicación se presentan los trabajos de estabilización y protección contra los desprendimientos de la ladera que afecta a la playa de la Cala de Banyalbufar, en la Serra de Tramuntana, de la isla de Mallorca realizados por Inaccés Geotècnica Vertical S.L. Esta actuación consistió en instalar una solución de larga durabilidad y substituir las antiguas protecciones de contención, profundamente afectadas por la corrosión, y a la vez, poder efectuar la substitución del sistema en el mínimo tiempo posible ante el inicio de la temporada estival y de máxima ocupación de la playa.

1. INTRODUCCIÓN

Los trabajos de consolidación del talud y la ladera fueron ejecutados para la empresa Empresa de Transformación Agraria, S.A (TRAGSA) a petición de la Demarcación de Costas de Baleares, durante el período comprendido entre el 09 de junio al 7 de agosto del año 2014.

La Cala de Banyalbufar se sitúa en la Serra de Tramuntana, sierra litoral del noroeste de la isla de Mallorca, concretamente en la serra des Teix, entre las poblaciones de Estellencs y Valldemossa. La Sierra de Tramuntana fue nombrada Patrimonio de la Humanidad por la Unesco en la categoría de Paisaje Cultural en el año 2011.

Es una cala de cantos rodados, no hay presencia de arena, situada entre grandes acantilados y en verano es una cala con mucha afluencia de turismo y ocupación muy elevada todo y no disponer de equipaciones públicas. La particularidad de esta cala es que dispone de muy poca anchura de playa y los usuarios quedan muy cercanas al talud incluso debajo de grandes cornisas rocosas.

La ladera y talud de esta cala ya disponía de unas protecciones de consolidación de instalación anterior, pero estas, en pocos años se vieron afectadas profundamente por la corrosión debido al ambiente marino, muy agresivo. Dichas protecciones llegaron al extremo de romperse en varios puntos, afectadas por varios desprendimientos, volviéndose totalmente inservibles y generando zonas de gran riesgo geológico para bañistas en meses estivales.

2. GEOLOGÍA Y LITOLOGIA

La cala de Banyalbufar tiene forma completamente circular, de mucha verticalidad, con alturas máximas del talud comprendidas entre 30 y 60 metros de altura. Está encajada entre grandes acantilados rocosos y tiene la particularidad de tener una famosa cascada de agua dulce procedente de acuíferos de la zona. Siendo ésta muy apreciada por los bañistas como ducha natural en la playa, lógicamente incrementándose la exposición a los riesgos naturales.

Litológicamente y estratigráficamente la zona presenta materiales del Mesozoico (areniscas y calcáreas del Triásico) en contacto con materiales del Cenozoico. Concretamente la cala está formada por alternancia de calcarenitas y margas del Mioceno inferior junto con depósitos discordantes, conglomerados, brechas y bloques de calcarenita del Pleistoceno y Holoceno.

Existen diferentes tipos de inestabilidades alrededor del perímetro de la cala: Afloramientos rocosos de calcarenitas, descalces de grandes niveles rocosos por erosión de las margas inferiores, presencia de bolos aislados y también un deslizamiento de derrubios de ladera, sobre la zona portuaria, zona excluida del ámbito de esta actuación.



Foto 1. Vista de la ladera de Banyalbufar, con las mallas y redes retiradas y acopiadas a pie de talud.

3. ANTECEDENTES Y EFECTOS DE LA CORROSIÓN

En años anteriores ya se llevaron a cabo intervenciones de consolidación en la ladera, unas de gran envergadura como son los grandes 7 grandes pilares de contrafuerte, de hormigón armado, para la sustentación de los niveles de calcarenitas descalzados por la erosión de las margas inferiores. Este nivel de calcarenita también fue reforzado con bulonado sistemático con barra gewi de 32mm

Paralelamente, la ladera y talud también fue protegido mediante un doble sistema de mallas ancladas, concretamente una primera capa de triple torsión 8x10-16 y una segunda capa de paneles de red de cable 300x300 8mm, juntamente con un bulonado con barra gewi 25mm y longitud $l=3m$.

Debido a la acción agresiva del ambiente salino, la malla de triple torsión, la red de cable habían perdido su funcionalidad y no garantizaban ya un correcto funcionamiento.

Su estado de corrosión y alteración era de tal magnitud en la parte media y baja del talud que los cables metálicos se quebraban y rompían ante una acción de doblado, y el alambre de la triple de torsión se deshacía en las manos frente a una torsión o estiramiento. El daño causado por la corrosión tenía efecto progresivo en altura. A pie de talud las mallas prácticamente estaban destruidas y conforme se subía por el talud el grado de deterioro se iba reduciendo. En cabecera de talud, a una altura de unos 50m parecía que se perdían los indicios de corrosión de los materiales.

Las barras de anclaje, placas y tuercas también estaban muy afectadas, perdiendo sección efectiva. Los bulones y garrotas de anclaje a pie de talud estaban completamente deteriorados pero se comprobó que los bulones de consolidación puntual de 32mm de los niveles de calcarenitas eran totalmente aprovechables después de realizar un tratamiento de pasivado mecánico y aplicación de pinturas epoxi bicomponentes anti corrosivas.



Foto 2. Detalles de una cabeza de anclaje, red de cable, malla y tornillería afectados por la corrosión.

4. OBJETIVOS

Los objetivos de la actuación de protección contra los desprendimientos fueron los siguientes:

- Sistema para una capacidad de 10 kN/m^2 con la instalación de un material certificado protegido contra la corrosión, que garantizase la durabilidad de la protección instalada. Se pedía como mínimo de 30 años.
- Una rápida instalación, debido al corto período de plazo del proyecto, ya que se quería ejecutar las obras y terminirlas para abrir la playa durante los meses veraniegos del 2014.
- Garantizar la seguridad de las personas durante el uso de la playa. Como es conocido el nivel de protección de los bañistas o usuarios de la playas suele ser muy bajo o nulo. El riesgo geológico se define como el producto de tres factores: Peligrosidad, Exposición y Vulnerabilidad. Lógicamente el factor 'Exposición' de los bañistas es muy importante.

5. SOLUCIÓN ADOPTADA

Para satisfacer el primer objetivo se escogió el producto Steelgrid HR30 Plastificado PVC del fabricante Maccaferri, producto formado por una capa de triple torsión 8x10-16 con recubrimiento galvanizado clase A, con refuerzos de cable de 8mm clase A, cada 30cm de panel. Tanto el alambre de la malla de la triple torsión, como el cable de 8mm, fabricado con alambre galvanizado GALFAN 95%Zn-5%Al y plastificado en PVC.

Según la Euro-Norma EN 10223-3:2013 en ambiente *very high aggressive*(C5), para el GALFAN 95%Zn-5%Al y plastificado en PVC, puede considerarse una durabilidad de 120 años.

La solución con el sistema MACRO Steelgrid HR30 PVC calculada con el software Macro1 verificó la cuadrícula de perforación de proyecto, de 5m en horizontal por 3m en vertical, con anclajes en barra B500-550 de 25mm y de longitud $l=3$ metros. Se consideró el talud de inclinación 80° y un espesor de material de 0,7m. En estas condiciones el factor de seguridad a rotura de la malla es de 2.98, y la deformación esperada de 35cm. Conjuntamente, se colocaron cables de refuerzo horizontales cada 3m, de 12mm clase A y también con recubrimiento PVC. Con esta propuesta se dio una solución equivalente o superior a la de proyecto y que a la vez aumentaba las prestaciones del sistema a 17 kN/m^2

Para las cabezas de los anclajes se mejoró la especificación de proyecto con placas y tuercas galvanizadas, y la parte exterior de las barras con imprimación anticorrosiva epoxi.

Site Environment level ^a (in accordance with EN ISO 9223:2012, Table 1)	Plastic coating material	Coating	Class ^b (EN 10244-2)	Assumed working life of the product (year)
High aggressive: (C4) Wet conditions Temperate zone, atmospheric environment with high pollution or substantial effect of chlorides, e.g. polluted urban areas, industrial areas, coastal areas, without spray of salt water, exposure to strong effect of de-icing salts e.g. subtropical and tropical zone, atmosphere with medium pollution industrial areas, coastal areas, shelter positions at coastline	-	Zn95%/Al5% alloy	A	10
	-	Zn90%/Al10% alloy	A	25
	Polyvinyl chloride (PVC)	Zn95%/Al5% alloy	A	120
	Polyamide (PA6)		E	
	Polyvinyl chloride (PVC)	Zn90%/Al10% alloy	A	> 120
	Polyamide (PA6)		E	
Very High aggressive: (C5) Wet conditions Temperate and subtropical zone, atmospheric environment with very high pollution and/or important effect of chlorides, e.g. industrial areas, coastal areas, shelter positions at coastline Subtropical and tropical zone (very high time of wetness), atmospheric environment with very high pollution SO ₂ (higher than 250 µg/m ³) including accompanying and production ones and/or strong effect of chlorides, e.g. extreme industrial areas, coastal and off shore areas, occasionally contact with salt spray	Polyvinyl chloride (PVC)	Zn95%/Al5% alloy	A	120
	Polyamide (PA6)		E	
	Polyvinyl chloride (PVC)	Zn90%/Al10% alloy	A	> 120
	Polyamide (PA6)		E	

Tabla 1. Extracto de ambientes de instalación, requisitos de revestimiento del alambre. EN 10223-3:2013

6. REDUCCIÓN PLAZO DE LOS TRABAJOS Y METODO DE EJECUCIÓN

La sustitución del doble sistema de protección propuesto en el proyecto, malla de triple torsión más paneles de red de cable, por sistema de una sola colocación, permitió reducir a la mitad el tiempo de instalación de mallas, lo que redujo el plan inicial de 3 meses a 2 meses, consiguiendo una reducción exitosa.

Una mejora adicional en la reducción de días, fue la utilización del helicóptero, con lo que se ganó mucha agilidad y rapidez. Este se utilizó para la retirada de desbroce, tala de pinos, retirada de mallas oxidadas y colocación in-situ de los nuevos rollos de malla en cabecera de talud, dispuestos para ser abiertos y descolgados inmediatamente, sin necesidad de lentos y costosos traslados por cabecera de talud. Trabajos verticales realizados con cuerdas sin apoyo de métodos auxiliares de elevación.



Foto 3. Retirada de acopios de malla oxidada y detalle de rollos Steelgrid repartidos en cabecera de talud.

Las propuestas de mitigación de riesgos proyectadas, comportaron una serie de medidas de actuación que se pueden agrupar en tres grandes grupos:

- 1- Preparación y limpieza del talud: Comprendió el desbroce de la vegetación del talud, el desmontaje y retirada de 2.112 m² de red de cable, y el desmontaje y retirada de 8.250m² de malla triple torsión.
- 2- Intervenciones preventivas de eliminación de los elementos inestables: comprendió los trabajos de purgas manuales y demolición de cornisas rocosas y retirada de grandes pinos del talud.
- 3- Intervenciones de estabilización de los elementos inestables: Colocación de 8.800 m² de malla Steelgrid HR 30 plastificada PVC, perforación de más de 500 unidades de bulones de 25mm L=3m y el refuerzo con 2.600ml de cables horizontales plastificados PVC.

En esta actuación, también se trabajó sobre unos anclajes existentes de 32mm B500/550 situados en las grandes cornisas inferiores de calcarenitas, (también sustentadas por los pilares de hormigón). Las cabezas de anclaje fueron decapadas y pasivadas mecánicamente y protegidas con imprimaciones epoxi anti-corrosión.

Posteriormente a los meses de verano, se llevó a cabo una actuación complementaria producto del inventario, de diferentes volúmenes rocosos inspeccionados en una campaña de estaciones geomecánicas. En estos volúmenes rocosos se planearon anclajes de consolidación puntual de barra B500-500 de 25mm y de longitud $l=6$ metros y cables de refuerzo clase A con recubrimiento PVC. Estos anclajes tuvieron que ser realizados perforadoras neumáticas con martillo de fondo, montadas sobre patín y descolgadas y desplazadas con trasteles por encima de los bloques rocosos.



Foto 4. Detalle de la colocación y extendido de la malla Steelgrid sobre la superficie del talud.

7. CONCLUSIONES

Como resumen de lo expuesto, constatar que se pudo conseguir el objetivo del proyecto.

-La substitución de un sistema de contención obsoleto, por uno de nuevo, de superar la capacidad requerida, tanto en resistencia como en durabilidad.

-Reducción de los tiempos de trabajo y duración de la obra para cumplir el objetivo de abrir la Cala en el mes de agosto.

-Reducción de los riesgos naturales y geológicos volviendo a dejar operativas las medidas de consolidación y contención para los usuarios de la Cala de Banyalbufar.



Foto 5. Detalle de la solución malla Steelefrid HR30 PVC con los bulones y el cable de refuerzo.

REFERENCIAS

-Berruezo Resina, Luis, 2014. *Informe1. Informe sobre el estado del material y los sistemas de estabilización del talud de Cala Banyalbufar(Mallorca)*

FACTORES DIFERENCIALES EN LA PROTECCIÓN CONTRA DESPRENDIMIENTOS EN LA GEOLOGÍA VOLCÁNICA DE LAS ISLAS CANARIAS. A TRAVÉS DEL EJEMPLO DE LOS TRABAJOS REALIZADOS EN LA CARRETERA INSULAR TF-445, ISLA DE TENERIFE.

Israel HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ*, Javier LUQUE GONZÁLEZ†

* Geólogo especialista en tratamiento del riesgo geológico
WARA Consultoría y Desarrollo

† Director ejecutivo de v-traverca, empresa especialista en tratamiento de taludes.

RESUMEN

Las recientes actuaciones acometidas para paliar los efectos de los frecuentes desprendimientos en la Carretera Insular TF-445 en la Isla de Tenerife, representan un ejemplo excelente de la problemática diferenciada que implica la preminencia del medio volcánico en las islas Canarias y de la singularidad que su tratamiento supone. La extrema heterogeneidad y discontinuidad de los materiales volcánicos lleva aparejada la necesidad de una intensa labor de investigación para determinar con exactitud los mecanismos que intervienen en los desprendimientos, y un trabajo concienzudo de definición de las soluciones adecuadas, que no siempre resultan ser las más sencillas de ejecutar. Sin embargo, la inversión en tiempo de estudio supone un sustancial aumento en la efectividad de las protecciones y, a la postre, un ahorro económico.

1. INTRODUCCIÓN

La Carretera Insular TF-445 en la Isla de Tenerife, conecta el casco urbano de Buenavista del Norte con el importante enclave turístico del Faro de Punta de Teno, dentro del paraje protegido del Parque Rural de Teno. Entre los P.K. 2+700 y el P.K. 6+000, discurre a media ladera por una zona montañosa, con escarpes naturales de gran altura, verticales y subverticales, generados por la erosión de coladas basálticas y traquibasálticas con intercalación de escorias y otros materiales volcánicos. Los frecuentes desprendimientos que afectan a este tramo de carretera obligaron a la administración responsable de su gestión a regular el tránsito desde el año 1996.

Tras la concatenación de diversos episodios de especial magnitud, en septiembre de 2013, las empresas Giur y Raymar 2005, a solicitud del Cabildo Insular de Tenerife, realizaron el denominado “Análisis de riesgos e instalación de medidas correctoras y de protección contra desprendimientos en la C.I. TF-445. T.M. Buenavista del Norte” (Estudio Previo). En noviembre de 2013, con base inicial en dicho estudio, el Consejo de Gobierno del mencionado Organismo acordó la adjudicación a Villar Trabajos Verticales Canarios, S.L. (v-traverca) de la “Redacción del proyecto y ejecución de las obras de instalación de medidas correctoras y de protección frente a desprendimientos en la C. I. TF-445. Zonas 14, 16 y 17” (Fase 1), estando a cargo de la consultora INTERRA Ingeniería y Recursos S.L.U. la redacción del proyecto técnico.

Las conclusiones de dicho proyecto, corroboradas por nuevos trabajos de campo, incidieron en poner de relieve las singularidades geomorfológicas derivadas del origen volcánico del macizo de Teno, y llevaron a la sustitución de la instalación lineal de Barreras Dinámicas en galería a una cota constante de unos quince metros sobre la carretera, sugerida por el estudio previo, por distintas líneas de Barreras Dinámicas dispuestas a diferente cota, algunas de ellas solapadas entre sí.

Con similar filosofía, en la primavera de 2015, el mismo equipo acometió la “Redacción del proyecto y ejecución de las obras de instalación de medidas correctoras y de protección frente a desprendimientos en la C. I. TF-445. Zonas 11, 12 y 18” (Fase 2).

Del resultado final de las obras, se infiere que la instalación lineal de Barreras Dinámicas en grandes tramos continuos instalados a cota próxima a la de carretera no siempre resulta la solución más adecuada, en especial en los macizos volcánicos de las islas Canarias donde es poco frecuente encontrar un talud suficientemente regular que haga de esta localización la más eficiente. De adoptarse, requiere la dotación de obras complementarias de infraestructura que permitan la correcta alineación y adecuada funcionalidad.

Por otro lado, se pone de relieve que el trabajo conjunto de un equipo de ingeniería especializado en el tratamiento de riesgos geológicos y una empresa con alta especialización en la ejecución de obras de tratamiento de taludes y laderas, que ofrezca la posibilidad de acometer las mismas en emplazamientos de máxima dificultad, supone una garantía de éxito y un abaratamiento final de costes.

2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA. PECULIARIDAD DE LOS TERRENOS VOLCÁNICOS

Los materiales volcánicos son extremadamente heterogéneos, discontinuos y difíciles de predecir; a diferencia de lo que ocurre con las formaciones continentales no volcánicas, más continuas y competentes en general. La configuración habitual del terreno en los

ambientes volcánicos insulares consiste en la acumulación de distintas sucesiones de emisiones lávicas, producto de erupciones efusivas en su gran mayoría de carácter fisural, que configuran un paisaje habitualmente dominado por lavas y depósitos piroclásticos. Dependiendo de la tasa efusiva, de la explosividad de la erupción y de las características reológicas de los materiales emitidos, éstos se pueden distribuir espacialmente de forma más o menos caótica y desordenada, lo que les confiere el carácter heterogéneo mencionado (Santamarta et al., 2015).

En una única erupción volcánica nos podemos encontrar con materiales de tipo rocoso, como las lavas o diques (conductos de emisión), y de tipo suelo, como los piroclastos. El comportamiento geomecánico de las lavas una vez solidificadas depende, además de la composición química del magma del que proceden, de la morfología del emplazamiento, tasa eruptiva, viscosidad de la lava, etc.; condiciones que cambian a lo largo de una misma erupción. Los materiales tipo suelo, como los piroclastos, presentan una gran variabilidad granulométrica, con una distribución de mayores tamaños junto al centro de emisión y disminución de los mismos conforme nos alejamos de este. Esa misma distribución de tamaños varía también en función de las condiciones de viento en el momento del depósito, de la tasa eruptiva, de la variación de la explosividad a lo largo de la erupción, etc. En un reducido espacio se concentran materiales con un comportamiento geotécnico muy diferente, que pueden ser producto de una sola erupción. Si a esa circunstancia le sumamos que una isla volcánica se construye por la acumulación de miles de erupciones desde la plataforma oceánica hasta su emersión y que las erupciones pueden tener una variabilidad química importante, que confiere mayor o menor explosividad a los fenómenos eruptivos dando lugar a depósitos muy variados, nos encontramos con que la amplia variabilidad geológica de Canarias se traduce en una variabilidad geotécnica aún mayor, que determinan una baja fiabilidad al extrapolar propiedades y comportamiento geomecánico (González de Vallejo et al., 2002).

Las peculiaridades geotécnicas de los materiales volcánicos son una de las cuestiones más complicadas a la hora de diseñar o ejecutar cualquier obra civil, complejidad fundamental al afrontar la construcción de infraestructuras de tipo lineal en el archipiélago canario. En el momento de proyectar una carretera o una obra subterránea en un terreno volcánico nos encontramos que, a lo largo del trazado, la variabilidad de materiales con comportamiento geotécnico diferente nos obliga, necesariamente, a variar las secciones de diseño, estabilización o sostenimiento (Moura et al., 2002). En Canarias, suele ser habitual encontrarse a lo largo del talud de una carretera, en un tramo de apenas cien metros de desarrollo, con tres o cuatro materiales de comportamiento geotécnico muy diferente y con una distribución espacial muy heterogénea, tanto en la horizontal como en la vertical. En la fase de diseño, resulta inoperativo y poco práctico plantear varios cambios de sección en un recorrido tan corto, ya que la información geotécnica que aportan los estudios que se realizan resulta lo suficientemente incierta como para imposibilitar un diseño de taludes tan minucioso. Lo habitual, por tanto, es diseñar un talud que cumpla con los requisitos de estabilidad global del conjunto de materiales y recurrir a

presupuestar partidas económicas destinadas a cubrir las eventuales estabilizaciones que resulten necesarias en las zonas puntuales en las que se intuye que los materiales que las componen van a generar problemas a futuro.

En fase de ejecución de la obra, las diferentes condiciones que surgen al excavar el terreno imposibilitan en numerosas ocasiones configurar un talud conforme a proyecto. Por otra parte, las condiciones orográficas de la mayor parte de las islas, con laderas de fuerte pendiente, obligan a forzar los taludes, originando problemas puntuales en aquellos materiales que, por sus características geotécnicas, soportan una menor pendiente.

Por último y por desgracia, a lo anterior se suma el elevado coste de las expropiaciones en un territorio caracterizado por la escasez de suelo y la alta presión demográfica y que, cuando surgen imprevistos en obra, las primeras partidas económicas que se suelen reducir son las destinadas a la estabilización de taludes. La consecuencia de la adición de todos estos factores es la elevada frecuencia con la que la falta de tratamientos adecuados en origen en los taludes genera la aparición de inestabilidades a medio o largo plazo, que no solo suponen un mayor coste que el planificado originalmente, si no que conducen a enfrentar problemas de mayor gravedad en taludes que ya han evolucionado desfavorablemente.



Figura 1. Ejemplo de la heterogeneidad de materiales presentes en los taludes de los medios volcánicos. Islas de Tenerife y El Hierro.

3. LA CORRECTA ELECCIÓN DE MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN O DE MITIGACIÓN DEL RIESGO DE DESPRENDIMIENTOS

Al igual que en cualquier otro tipo de ambiente geológico, la solución a los problemas de estabilidad de taludes y laderas en macizos rocosos de terrenos volcánicos debe partir de una precisa definición de los mismos. De igual manera, si hablamos de terrenos donde prevalece la heterogeneidad y anisotropía en el comportamiento geomecánico, parece

lógico que la labor de investigación esté a la altura del problema que se nos plantea. La investigación geológica debe abordarse de acuerdo con el alcance de la fase de proyecto en la que nos encontremos; no obstante, al igual que sucede con la campaña de reconocimiento geotécnico, de cuanto más información se disponga (a coste razonable y asumible) mejor y más precisa será la ejecución de la siguiente fase de proyecto que, a la postre y en general, se traducirá en menores desviaciones presupuestarias en la fase de construcción (Poncela, 2015).

Como objetivo, resulta lógico asumir la búsqueda de la actuación que reúna los niveles de seguridad exigidos y, a la vez, resulte la más eficiente desde el punto de vista funcional, la de ejecución más sencilla y la más económica. De este conjunto ideal, y resultando irrenunciable la seguridad, la funcionalidad debe primar sobre los demás factores y el resultado económico sobre la sencillez de ejecución.

Llegar a una solución eficiente, funcional y económicamente viable, no es un camino sencillo, y resulta imposible sin la rigurosidad en la obtención de los datos que nos permitan realizar cálculos fiables y, basados en ellos, un correcto dimensionamiento de las soluciones.



Figura 2. Labor de investigación de campo. Identificación y caracterización geotécnica de las áreas fuente de desprendimientos y recorridos de las trayectorias.

En un terreno como el volcánico, cobra especial relevancia que nuestros cálculos se basen en una imagen fiel de la realidad de campo, ya sea esta geológica, geotécnica, morfológica o topográfica. Para ello resulta imprescindible valerse del uso de las herramientas más adecuadas: topografía de precisión, auscultación concienzuda del macizo rocoso y modelizaciones que simulen fielmente los procesos naturales que pretendemos reproducir.

Si como es el caso aquí tratado, los problemas engloban áreas extensas en las que resulta antieconómico plantearse soluciones de estabilización in situ y se opta por protecciones pasivas del tipo de las barreras dinámicas, la relevancia del uso de una topografía de

precisión, como la topografía láser terrestre o aerotransportada, como lo es la topografía LIDAR (Light Detection and Ranging), es aún mayor. Resulta un sinsentido dimensionar una barrera dinámica, con una altura que por lo general no supera los cinco metros, con la información topográfica facilitada por una cartografía en la que la precisión máxima de las curvas de nivel es también de cinco metros.

Por otro lado, la existencia de software de simulación de desprendimientos en 3D, que nos ayuda a elegir la ubicación de las pantallas en zonas preferentes de concentración de trayectorias, supone un aumento importante en la eficiencia de las protecciones y un notable ahorro de costes. Sin olvidar que, para ello, la precisión de los datos de entrada redunda en la fiabilidad de los resultados, lo que vuelve a poner de relieve la importancia de la investigación de campo.

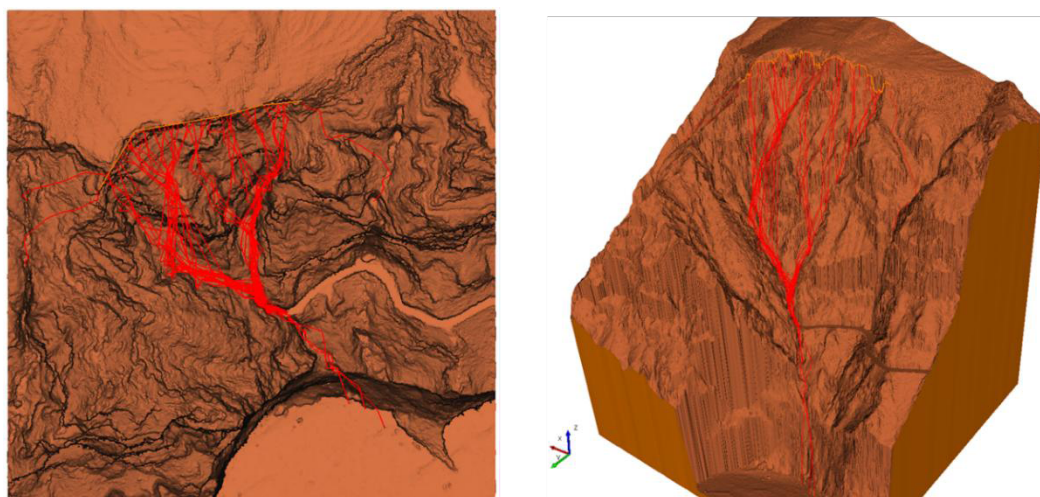


Figura 3. Análisis de trayectorias de desprendimientos sobre la carretera TF-445 desde un área fuente localizada en la cabecera de la zona de estudio. Vista en planta (izda.), vista en perspectiva (dcha.).

El mencionado estudio de las trayectorias, en especial de su concentración, adquiere una relevancia diferencial en los terrenos volcánicos aquí tratados por la importante presencia en la orografía insular de barrancos, de mayor o menor envergadura, que actúan de canalización de los desprendimientos rocosos concentrando a través de ellos, de forma natural, las trayectorias de caída de los materiales que los componen.

Por último, recordar que, una vez evaluado el problema y dimensionada la solución, es imprescindible realizar el replanteo en el campo antes de cerrar el proyecto, puesto que pequeñas inexactitudes en el relieve pueden restar o volver ineficaces las soluciones. Algo que, de nuevo, constituye un claro peligro diferencial en la heterogeneidad de los macizos rocosos de origen volcánico.

Como conclusión a este apartado, merece la pena recordar dos factores. El primero, la poca conveniencia y a menudo malos resultados que produce, ya sea por falsa economía,

por supuesta rapidez o por cualquier otro motivo, la sustitución de la adecuada inversión en investigación de campo y los datos fidedignos por ella aportados, por proyectar las barreras dinámicas en base a las máximas prestaciones de las existentes en el mercado y, para su justificación, realizar simulaciones iterativas con tamaños crecientes de rocas hasta llegar al tamaño máximo que es capaz de detener la barrera previamente elegida o realizar el ajuste de los coeficientes de restitución hasta obtener idéntico resultado.

El segundo factor a recordar sería que las barreras elastoplásticas de alta energía consiguen disipar los impactos a base de una gran deformación de sus elementos, sobre todo del elemento de retención. Eso significa que, en taludes de escasa altura o donde su ubicación no sea posible a cota distinta, el empleo de soluciones tipo galería dinámica, aunque de ejecución cómoda, resulta inadecuada, pues la deformación de la barrera al recibir un impacto no respetará el galibo necesario y puede llegar a alcanzar los vehículos, con lo que la presencia de las barreras lo máximo que puede proporcionar es una sensación de falsa seguridad.

4. OBRAS DE PROTECCIÓN CONTRA DESPRENDIMIENTOS EN LA CARRETERA INSULAR TF-445. FASE DE ESTUDIO Y PROYECTO.

Las obras de protección contra desprendimientos en la carretera insular TF-445 se llevaron a cabo durante los años 2013, 2014 y 2015 en dos fases consecutivas (Fase 1 y Fase 2). La Fase 1 se tramitó como procedimiento de emergencia y la Fase 2 con tramitación ordinaria y contratación conjunta del proyecto y de las obras. El hecho anterior supuso una estrecha coordinación entre las tres partes implicadas en las obras, proyectista, contratista y dirección de las obras por parte del promotor; que facilitó la toma de decisiones críticas respecto al dimensionamiento y ubicación de las protecciones proyectadas gracias a un *feedback* constante a lo largo del desarrollo de los trabajos.

Ambas fases contemplan la protección de un tramo de la carretera TF-445 que engloba seis Zonas consideradas en el estudio “Análisis de riesgos e instalación de medidas correctoras y de protección contra desprendimientos en la C.I. TF-445. T.M. Buenavista del Norte” dentro del Nivel A de máximo riesgo y necesidad de intervención inmediata. Las actuaciones proyectadas consisten fundamentalmente en la instalación de barreras dinámicas y en menor medida en estabilizaciones in situ, uno y otra destinadas a proteger una longitud de vía de 585 m.

En ambas fases de proyecto el punto de partida de los trabajos fue una intensa campaña de campo para definir la geología de la zona de estudio, identificar los materiales y su disposición, caracterizar geomecánicamente los afloramientos rocosos y determinar las zonas inestables.

La base cartográfica utilizada para la realización de los cálculos y mediciones de los

proyectos se elaboró expresamente para estos trabajos a partir de los vuelos LIDAR de Canarias de los años 2011 y 2012. Estos vuelos tienen una densidad media planificada de 1,20 puntos por metro cuadrado y de 0,8 puntos por metro cuadrado en el nadir, con una precisión media en torno a 0,60 metros en planimetría y 0,20 metros en altimetría. Una vez depurados los datos se generó un MDT (Modelo Digital de Terreno) sobre el que se realizaron las simulaciones de desprendimientos en 3D, se obtuvieron los perfiles del terreno para las simulaciones y cálculos en 2D y se generó la cartografía de proyecto con curvas de nivel equidistantes 1 m para su representación a escala 1:1000.

Una vez identificadas las zonas inestables o áreas fuente de desprendimientos, y teniendo como base el MDT generado, se realizaron desde ellas las simulaciones de los desprendimientos. La labor de inspección de campo, que en muchos casos se tuvo que realizar con ayuda de equipos especializados en trabajos verticales, sirvió para determinar las áreas desde las cuales existía una mayor probabilidad de que se originasen desprendimientos, definir el tamaño y densidad de las rocas que se pueden movilizar, la forma de los bloques y los parámetros característicos del terreno sobre el que se realizaron las simulaciones (coeficientes de restitución).



Figura 4. Barreras dinámicas instaladas a distintos niveles sobre la vía, algunas de ellas en puntos de acceso muy complicado.

Dadas las características orográficas del lugar objeto del proyecto, con áreas fuente de desprendimiento constituidas por zonas extensas de diferente peligrosidad, pero que abarcan un alto porcentaje de las laderas de la zona de estudio, la utilización de medidas de estabilización in situ suponía una solución muy costosa, de gran impacto, y en ocasiones de muy compleja ejecución. Por ello, salvo en sectores puntuales, las actuaciones proyectadas consistieron en la colocación de barreras dinámicas, buscando situaciones idóneas que aprovecharan la situación favorable de encauzamiento de las trayectorias. La morfología y altura de los taludes no permitió la instalación de barreras dinámicas en galería salvo en un tramo y, aun así, la irregular morfología del terreno hizo necesaria la instalación de estructuras de hormigón armado para asegurar la cobertura total de la vía y una correcta alineación de las bases de los postes. La existencia de numerosos

escarpes consecutivos a lo largo de las trayectorias de los desprendimientos obligó a la colocación de diferentes líneas de barreras a diferente cota para garantizar la intercepción de las rocas. En aquellos sectores inestables de los taludes que quedaban por debajo de las alineaciones de las barreras, y donde las barreras no eran capaces de interceptar las trayectorias, se colocaron distintos elementos de estabilización in situ, desde mallas de guiado hasta redes de cable ancladas mediante bulones.

Las dos fases de obra han supuesto la instalación de 15 barreras dinámicas de entre 4 y 8m de altura y con capacidades de absorción de energía de entre 1.500 y 5.000kJ que suman un total de 820 metros lineales de protección. En zonas de barranco, se instalaron 3 barreras de flujo de detritus para cubrir un total de 200m² en puntos estrechos de los cauces. El resto de medidas de estabilización in situ abarcan una superficie de talud de 11.490m².

Nº DE BARRERAS	CAP. (kJ)	LONG. (m)	ALT. (m)	OBSERVACIONES
2	1500	120	4-5	
2	2000	120	6	
8	3000	405	7	110m en galería dinámica, con cimentaciones especiales para la alineación de la barrera.
3	5000	175	7	

Tabla 1. Barreras dinámicas instaladas en las obras de la carretera TF-445.

Nº DE BARRERAS	CAPACIDAD (kJ)	ALTURA (m)	SUPERFICIE (m ²)
3	2000	6-10	200

Tabla 2. Barreras dinámicas de retención de flujos instaladas en las obras de la carretera TF-445.

SECTORES	DESCRIPCIÓN	CAP. (kJ/m ²)	SUP. (m ²)
5	Malla de acero de triple torsión anclada con bastones de acero corrugado de 20mm.	1,6	9480
1	Malla de acero de triple torsión con refuerzos de cable anclada mediante bulones GEWI de 25mm cada 20m ²	7	1560
2	Red de cables acero de 8mm y luz de rombo de 300mm anclada mediante bulones GEWI de 25mm cada 16m ² .	10	450

Tabla 3. Estabilizaciones in situ instaladas en las obras de la carretera TF-445.

Para dichas zonas, el Informe Previo de Análisis de Riesgos definía y establecía una serie de soluciones cuyo importe en conjunto ascendía a unos 3 M€ después de impuestos. Sin embargo, tras la exhaustiva labor de campo y cálculos mediante simulación realizada en la

fase de proyecto, se pudieron dimensionar las diferentes soluciones de barreras dinámicas de una forma más eficiente, dando como resultado un coste final de las obras de 1,65M€ sin incluir el coeficiente de adjudicación del contratista (baja), lo que supone un ahorro de un 46% respecto al presupuesto inicial.

5. OBRAS DE PROTECCIÓN CONTRA DESPRENDIMIENTOS EN LA CARRETERA INSULAR TF-445. FASE DE EJECUCIÓN.

Como en cualquier otra actividad, de nada sirve un proceso brillante de estudio y diseño para el tratamiento del riesgo geológico si no se acompaña de una adecuada ejecución de las medidas adoptadas. En la obra en cuestión, desde los planteamientos teóricos iniciales, se fue consciente de la complejidad, exigencia técnica y riesgo asumido en la ejecución de las soluciones planteadas.

Debido a las cotas de trabajo y falta de acceso asumidos, se habilitaron vías de ascenso mediante cuerdas a cada uno de los tajos y se dotó todo el recorrido de anclajes seguros, líneas de vida, etc. No obstante, el equipo de trabajo no solo contaba con especialización y experiencia en la ejecución de las obras, sino que la tenía en las técnicas necesarias para manejarse en las condiciones impuestas por el entorno. A pesar de todo, el acceso a los tajos mencionados supuso ascensos por taludes con inclinación superior a 70°, con una inversión de tiempo de más de 30 minutos hasta alcanzarlos.

Dada la imposibilidad de realizar grandes acopios en las zonas de trabajo y la dureza y complejidad para su transporte manual, se ejecutó la instalación de varias tirolinas que facilitaran dichas labores.

Ante similar inconveniente para situar los compresores de aire necesarios en los propios tajos o en andenes cercanos, tanto por la escasez de espacio y la pendiente del terreno como por la extrema dificultad o imposibilidad de su transporte, se realizaron instalaciones de conducción de aire con tuberías semirrígidas y se utilizaron compresores de alta presión situados en la carretera.

A pesar de la desventaja en la producción, los mayores requerimientos de personal especializado y la dureza de trabajo que suponía, las dificultades mencionadas, obligaron a la utilización de los medios más ligeros posibles para acometer los anclajes de las barreras. Anclajes, por otro lado, que incluyeron perforaciones de elevada complejidad por las características de los materiales piroclásticos ya apuntadas.

En especial en los tramos de barreras colocados en niveles inferiores en la segunda fase de las actuaciones, la heterogeneidad de estratos y pendientes de los taludes ya reseñada, se sufragó mediante la ejecución de importantes pilares realizados en altura para mantener tanto el galibo como las prescripciones de instalación de las barreras.



Figura 5. Instalación de barreras mediante helicóptero (izda.). Ubicación de una de las barreras de retención de flujos y panorámica de barreras alineadas bajo ella (dcha.).

Las adversas condiciones de viento, siempre presentes en la zona, y la extrema proximidad al frente del talud a la que debía situarse el helicóptero supusieron un reto añadido para su utilización como medio de apoyo. Contar con un piloto experto en la zona, con un equipo de trabajadores con abultada experiencia de trabajo conjunto y realizar una planificación minuciosa permitió operaciones precisas y rápidas, que posibilitaron la elevación y simultánea fijación de los postes en sus bases en solo un día por cada una de las fases.

Por último, huelga decir que el trabajo conjunto de los técnicos de v-traverca, de los técnicos de Cabildo Insular y los propios redactores del proyecto, realizado con presencia in situ en cada punto de emplazamiento de las medidas de protección, permitieron solucionar de la forma más eficiente posible los detalles de replanteo surgidos por la ineludible diferencia entre la muy concreta topografía real y la más que aceptable información topográfica con la que se trabajó en las fases de proyecto.

6. CONCLUSIÓN.

Para concluir, insistimos en la conveniencia de un trabajo conjunto de verdaderos especialistas, de forma muy especial en formaciones geológicas tan particulares y heterogéneas como las que constituyen los terrenos volcánicos de Canarias.

Estos especialistas (técnicos encargados del proyecto, técnicos de la administración responsable de las infraestructuras protegidas y técnicos la empresa ejecutora de los trabajos) han de cuidar y responsabilizarse de la eficiencia de las instalaciones, tanto en su diseño y ejecución como en la vigilancia de que ambos factores sean los correctos.

Opinamos que, por su ineficiencia, se deben abandonar diseños o proyectos estandarizados, con poca o insuficiente consideración de las particularidades del terreno al que se destinan, y huir de soluciones en apariencia válidas por su simpleza de ejecución y supuesto menor coste, o por facilitar el uso de meros criterios monetaristas en la fase de adjudicación.

Si cumplir con lo primero aboca a instalaciones de eficiencia superior, de una mayor correlación entre la disminución de riesgo y el coste, e incluso de precio final inferior. No hacerlo conduce a mayores costes, obras redundantes o instalaciones inutilizables o abandonadas y, no menos importante en nuestra opinión, la generalización del descrédito general tanto de los productos instalados y de los técnicos que proyectan su instalación como de la generalidad de las empresas que participan en la ejecución de las obras.



Figura 6. Impacto y fallo en barrera instalada en pasarela, GC-200 (izda.). Impacto y mantenimiento de gálibo mínimo en barrera instalada en pasarela, TF-445 (dcha.).

REFERENCIAS

- González de Vallejo, L.I., Hijazo, T., Ferrer M., Seisdedos, J. 2002. Geomechanical characterization of volcanic materials in Tenerife. Paper presented at the *ISRM International Symposium - EUROCK 2002*, Madeira, Portugal.
- Moura, F., Ribeiro e Sousa, L. 2002. Road tunnels at Madeira Island, Portugal. Paper presented at the *ISRM International Symposium - EUROCK 2002*, Madeira, Portugal.
- Poncela, R. 2015. Estudios geológicos aplicados a las obras públicas en terrenos volcánicos. En: Hernández, L.E., Santamarta, J.C., e ICOG (Editores) . *Ingeniería Geológica en Terrenos Volcánicos. Métodos, Técnicas y Experiencias en las Islas Canarias*, pp. 225-248.
- Santamarta, J.C., Lario, R.J., Hernández, L.E. 2015. Problemas geotécnicos en las obras subterráneas de captación de aguas en terrenos volcánicos. En: Hernández, L.E., Santamarta, J.C., e ICOG (Editores) . *Ingeniería Geológica en Terrenos Volcánicos. Métodos, Técnicas y Experiencias en las Islas Canarias*, pp. 157-173.

LA TECNIFICACIÓN DE LA EJECUCIÓN DE OBRAS EN TALUDES CÓMO EQUILIBRAR SEGURIDAD, EFICIENCIA Y CALIDAD

Theo Lopfe* y Bruno José Muñoz Perez.*²

*Gerente de Desnivel Agranaltura S.A
Granada – España

*²Gerente de Desnivel Perú S.A.C.
Lima – Perú

RESUMEN

Este artículo da una visión sobre la evolución de la actividad específica en la ejecución de obras de estabilización de taludes, enfocando los ámbitos de la seguridad, la eficiencia y la calidad. La crisis económica sufrida incluso ayudó a estimular avances considerables en seguridad y eficiencia.

INTRODUCCIÓN

Después de décadas de trabajos continuados en obras de taludes, se pueden sacar algunas conclusiones, entre las que podemos destacar algunas muy evidentes e importantes bajo nuestro punto de vista.

Por una parte, se han aumentado claramente las exigencias de seguridad para trabajadores y equipos de trabajos en altura, lo que hace que se tenga que invertir más por parte de las empresas.

Este hecho es lógico, ya que se ha ido ampliando de forma continua, tanto el abanico de soluciones para tratamiento de taludes (barreras dinámicas, sistemas flexibles de sostenimiento, sistemas novedosos de anclaje...), como los emplazamientos posibles donde se pueden aplicar de forma resolutive y satisfactoria.

Por otra parte y, casi al mismo tiempo, se fue produciendo una continua erosión del nivel de precios de las unidades de taludes en los contratos de ejecución.

Durante los años de gran volumen de obra - mientras duraban tanto el boom inmobiliario, como la política expansiva de inversión en obra pública - la situación de alto ritmo de contratación,

combinada con la evolución a bajos precios, no generó cambios en el sector. El alto nivel de facturación ayudó a cubrir los costes que generan el menor rendimiento y las exigencias a la seguridad y calidad.

Sin embargo, una vez que se redujo el volumen de obra, como consecuencia de la crisis, las consecuencias para las empresas especialistas o relacionadas con estos trabajos, no tardarían en llegar. Algunas empresas desaparecieron, otras sobrevivieron gracias a cambios estratégicos como la reducción de personal, como la búsqueda de nuevas actividades o mercados, como la reducción de la plantilla, como la reducción de la calidad en las obras... Al mismo tiempo, la necesidad de supervivencia, también azuzó el ingenio de algunos y pudieron surgir tendencias innovadoras para poder ser competitivos en un mercado tremendamente competitivo.

Esta ponencia se centra en la modernización de las metodologías en la ejecución de obras para taludes y, en nuestra opinión, debería estar basada sobre los siguientes pilares:

- Optimizar la seguridad de los trabajadores.
- Obtener mayor eficiencia y, con ello, reducir los costes.
- Garantizar trabajos de calidad ante el aumento de exigencias técnicas.

SEGURIDAD

Las empresas que ejecutan obras de estabilización de taludes, además de la obligación del cumplimiento con la legislación, en algunos casos, suelen tomar obligaciones adicionales de seguridad. Además, deben interpretar los vacíos legales y de normativa a favor de la seguridad de los trabajadores.



Fig. 1. Formación de rescate

Por todo ello, se observa que, con una tendencia bastante clara, se van asumiendo los estándares que rigen para los trabajadores verticales industriales en sectores como el petrolífero, cementero o de alimentación. Un ejemplo claro de esto es la generalización en el uso de líneas de vida en la coronación de los taludes.



Fig. 2. Doble línea de vida en cabeza de talud

Todo esto no es tema menor, ya que todos los implicados en un obra, propiedad, contrata, asistencia técnica,... asumen una responsabilidad subsidiaria en las obras, incluyendo en materia de seguridad.

La necesidad de la tecnificación de los trabajos obliga a aumentar los esfuerzos en formación. La ley da libertad en este aspecto. Aunque sí existe una formación reglada y reconocida, persiste aún variedad de criterios en los contenidos, la calidad y las horas de la formación necesarias.



Fig. 3. Formación, Examen por experto externo

Junto con la formación adecuada, cada trabajador debe ir, además, correspondientemente equipado, aspecto éste en el que también se van asumiendo los criterios de algunos sectores industriales, los cuales van evolucionando con el apoyo de los nuevos productos de los fabricantes especialistas.



Fig. 4. Trabajo en talud con obligatoria doble cuerda

EFICIENCIA Y COSTES

La fuerte presión sobre los precios, fuerza a mejorar la productividad y bajar los costes. La productividad se mejora con personal mejor formado y, en la misma o mayor medida, mediante una postura innovadora hacia maquinaria más eficiente, más ligera y más fiable. El mercado de 'Taludes' nunca alcanzó una magnitud suficiente para animar a los fabricantes de maquinaria de perforación a crear productos específicos. En consecuencia, el ingenio tiene que nacer de las propias empresas para innovar.



Fig. 5. Trabajo de perforación manual

Ser más eficiente implica un mayor grado de implicación de la maquinaria moderna y de minimización de la presencia del hombre. De esta manera, además puede hacer posible que un aumento de productividad vaya paralelo a un aumento de la seguridad.



Fig. 6. Trabajo de perforación desde pluma de camión

El objetivo es reducir las horas de exposición de trabajadores a situaciones de riesgos por altura, verticalidad y desprendimientos, sustituyendo a los trabajadores por máquinas en ciertos procesos productivos, cómo por ejemplo, la perforación o la proyección de hormigón.

CALIDAD

Las exigencias de calidad en la ejecución de obras en taludes han ido aumentando paulatinamente. El alto nivel de ingeniería en la geotecnia y la sucesiva aparición de sistemas cuya instalación requiere de conocimientos específicos, como las barreras dinámicas, las membranas de alta resistencia o métodos nuevos de perforación, nos empujan, ineludiblemente, a la tecnificación de las obras de taludes.



Fig. 7. Barrera Debris después de impacto, Chosica - Perú

Creemos de una forma ilusionada y firme, que este simposio puede ser un inmejorable medio de difusión del progreso experimentado en la tecnificación para la ejecución de obras en taludes, basado en la innovación desde la experiencia y la práctica y enfocado en mejorar la seguridad de los trabajadores, aumentar la eficiencia, optimizar la calidad.

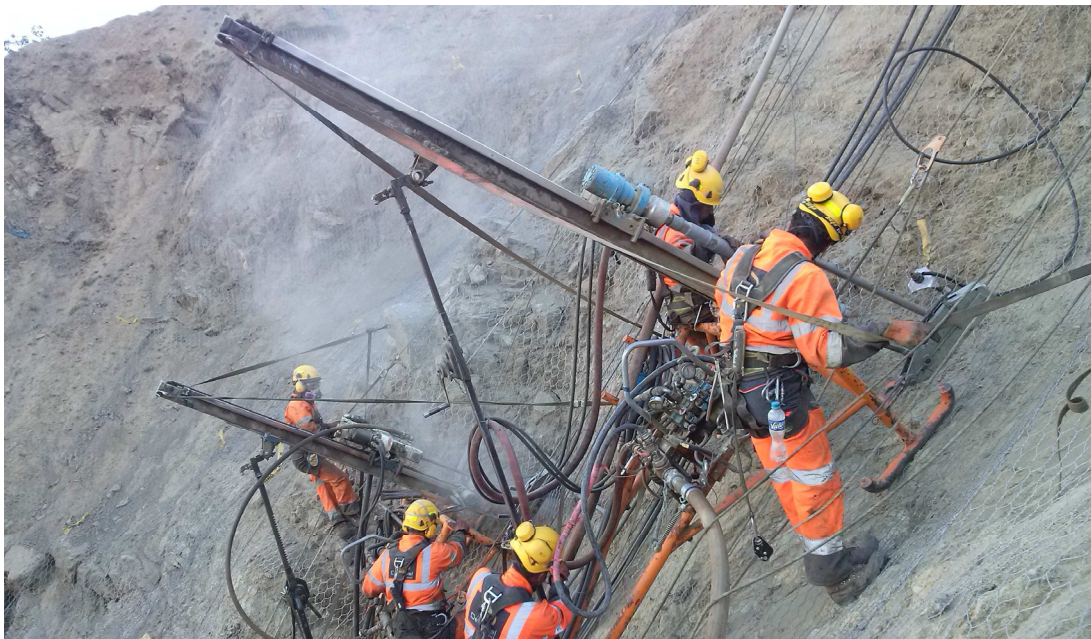


Fig. 8. Perforación hidráulica en zona sin acceso.

SELLADO DE LOS TALUDES DE CABREIROS

Inmaculada Torres Pérez* y Juan José Míguez Veiga**

* Gerente XÉRMOLO, S.A.
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

** Jefe de obra XÉRMOLO, S.A.
Ingeniero de Montes

RESUMEN

Debido a la elevada acidez del agua de infiltración con alto contenido de sulfuros en un talud localizado en una zona minera de extracción de carbón, los materiales y medidas usuales de contención en taludes no eran viables, pues las condiciones extremas a las que se verían sometidos los degradaba, por lo que hubo que recurrir a materiales con unas características resistentes al ataque químico por estas sustancias, como bulones de fibra de vidrio, malla sintética y un hormigón de gunitado adecuado para ambientes muy agresivos. Por otro lado los taludes tenían una altura importante y los medios a emplear debían ser específicos para trabajos en altura.

1. INTRODUCCIÓN

En el 2009 abordamos la impermeabilización de los taludes de A Mourela, situados entre los PP.KK. 35+760 y 36+780 de la autovía AG-64 Ferrol-Vilalba, tramo: enlace casco urbano As Pontes-Cabreiros. El sellado de estos taludes consistía en un bulonado, gunitado y drenaje de unas características muy especiales.

La obra se localizaba en una zona minera (explotación fundamentalmente de carbón, asociada a formaciones de sulfuros), y se había constatado en el agua de infiltración una elevada acidez ($\text{pH} < 3$). Los materiales a emplear debían disponer de unas características resistentes al ataque químico por estas sustancias. Era muy probable que el agua en disolución llevase sulfuros de Fe que al oxidarse dieran como resultado la formación de ácido sulfúrico, y que en reacciones adicionales se pudiese generar la formación de sales de sulfatos que llevarían al consiguiente ataque del hormigón por sulfatos, lo cual se constató en análisis posteriores. Además, si bien no se tenía constancia de ello, existía el riesgo adicional de lluvias ácidas sujetas a la proximidad de la obra a una zona de intensa actividad industrial (la central térmica de As Pontes). Estas lluvias, en caso de producirse, tendrían también su incidencia sobre el hormigón empleado en obra.

Sobre los taludes se habían realizado unos tratamientos previos de contención así como un cunetón al pie de los mismos, obras que no habían tenido en cuenta estas premisas. Las aguas ácidas detectadas constituían un serio peligro para el entorno natural, pero también para los elementos estructurales como el hormigón o el armado de acero, por lo que se debía proceder a su corrección.

Los problemas detectados que se debían subsanar urgentemente eran los siguientes:

- el hormigón debía ser adecuado para ambientes muy agresivos y la gunita convencional no servía;
- los anclajes debían responder a estos condicionantes, por lo que el acero no era la solución más adecuada;
- el talud contaba con un sistema previo de redes de cable que convenía proteger, por lo que los elementos metálicos debían quedar perfectamente recubiertos mediante una capa homogénea de gunita;
- además, la elevada acidez de las aguas invalidaba la utilización de galvanizados, pues serían igualmente atacados por la corrosión, y los bulones debían garantizar la durabilidad de los elementos, y además deberían ir rellenos con resina o lechada sulforesistente, adecuada al grado de acidez de las aguas de infiltración.

La solución propuesta y ejecutada para hacer frente a estos supuestos fue un tratamiento genérico sobre el talud mediante **bulones de fibra de vidrio y malla sintética resistente al ácido**, recubiertos mediante una capa de 10 cm de **gunita proyectada por vía húmeda resistente a sulfuros**.

2. ANTECEDENTES

Finalizadas las obras de la AG-64: Ferrol-Vilalba en el tramo Enlace Casco Urbano As Pontes- Cabreiros se constataron los siguientes hechos en la zona del desmonte N° 2 de A Mourela:

- aparecieron materiales de tipo pizarrosos con un grado de alteración importante, que a la vez poseían un alto contenido en piratas,
- durante la ejecución del desmonte se produjeron varios desprendimientos en la margen izquierda que obligaron a tender el talud a 38°-40° y bulonar una zona próxima a una torre eléctrica,
- el desmonte tiene 930 metros de longitud, con una altura máxima en su parte central de 70 metros, en ambas márgenes,
- la zona es un lugar con altas precipitaciones concentradas en el esencialmente entre los meses de octubre y marzo,
- la obra se encuentra en una zona minera, de explotación fundamentalmente de carbón, asociado a formaciones de sulfuros,
- el talud se encontraba sin tratar, salvo una zona concreta en la que se produjeron una serie de inestabilidades y se procedió al empleo de bulones activos para asegurar la estabilidad del talud ante la proximidad de una torre de alta tensión a la cabeza del talud, y si bien se habían ejecutado a lo largo del talud diversas actuaciones de tendido, haciendo poco probable la generación de nuevas inestabilidades, lo cierto es que persistía una situación estructural desfavorable.
- en esa zona tratada la estabilización consistió en la ejecución de bulones y redes de cable de acero sobre las que se evidenciaron deterioros debido a la agresividad de las condiciones del terreno (excesiva acidez), con la consiguiente pérdida de capacidad portante.

En consecuencia se verifica que en el desmonte N° 2 de A Mourela existe una gran superficie expuesta a la lluvia, y a que en épocas de esta dicho terreno sea susceptible de generar aguas con una acidez muy alta (pH 4) debido a la presencia de piratas de los materiales.

Por todo ello se decidió realizar la impermeabilización del desmonte N° 2 de A Mourela.

3. OBJETO DE LAS OBRAS

La obra consistió en la aplicación de un gunitado por vía húmeda en una capa de 10 cm de espesor reforzada con bulones y malla resistentes a unas condiciones de acidez muy agresivas.

El objeto de ejecutar una capa de gunita era múltiple:

- **aportar una capacidad resistente** de contención de pequeños deslizamientos,
- **proteger frente a la alteración del terreno** que forma la superficie del talud,

- **efecto de sellado** que protege a éste de los efectos de todo tipo que producen las aguas de escorrentía (alteración, erosión, lavado, etc.),
- **función "testigo"** para la detección de comportamientos anómalos que pudieran producirse a medio y largo plazo en el talud, y que otros elementos posibles de aislamientos podrían enmascarar como consecuencia de su mayor flexibilidad o por no quedar adheridos a la superficie.

Y el refuerzo con malla y bulones permitiría mejorar el reparto las cargas de forma uniforme en toda la superficie.

4. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES

Teniendo en cuenta los antecedentes y objetivos de las actuaciones anteriormente descritos, una de las partes más sensibles era la elección de los materiales.

Debido a la localización de la obra en un ambiente minero (explotación fundamentalmente de carbón, asociado a formaciones de sulfuros), en el que se había constatado una elevada acidez de las aguas de infiltración, era muy probable que el agua en disolución llevará sulfuros de Fe que al oxidarse darían como resultado la formación de ácido sulfúrico. Reacciones adicionales podrían generar la formación posterior de sales de sulfatos, que llevarían al consiguiente ataque del hormigón por sulfatos.

En consecuencia, los materiales a emplear debían cumplir unas especificaciones mínimas, ser resistentes a un ambiente con un $\text{pH} < 3$. En este sentido, el hormigón, bulones y malla debían ser adecuados para hacer frente a ambientes muy agresivos, para agua en disolución en el terreno.

El tratamiento genérico sobre el talud consistió básicamente en:

- anclajes pasivos de fibra de vidrio
- inyección con resinas o lechada sulfuroresistente
- malla sintética resistente al ácido,
- recubrimiento mediante una capa de 10 cm. de gunita proyectada por vía húmeda
- mechinales y drenes californianos

Los bulones de fibra de vidrio, si bien encarecían la actuación, garantizan la durabilidad de los elementos. La elevada acidez de las aguas invalidaba la utilización de galvanizados que serían igualmente atacados por la corrosión.

También era necesario recubrir con la gunita los elementos metálicos de las actuaciones previas (red de cable), y sustituir los anclajes de barra de acero previamente ejecutados por anclajes de fibra de vidrio.

En cuanto a la capa de gunita, había que asegurar la resistencia del cemento frente al grado de acidez del agua, y así garantizar su impermeabilidad. Por otro lado, para asegurar la impermeabilización de la gunita, además de disponer de un cemento adecuado, también era imprescindible conseguir una relación agua/cemento tan baja como fuese posible, preferiblemente menor de 0,40, y nunca superior a 0,45, y asegurar una correcta dosificación y empleo de materiales (reductores de agua de alto rango, cenizas, puzolanas o vapor de sílice) y un grado de compactación adecuado, con el empleo de aditivos superfluidificantes, y en algunos casos estabilizadores de fraguado, con el fin de conseguir la manejabilidad del hormigón.

Y dado que el talud iba cubierto por una capa de gunita proyectada, se debía realizar un sistema de drenaje a fin de evitar la acumulación de agua en el trasdós, de manera que no se crearan sobrepresiones intersticiales. Para ello, se instalaron mechinales y drenes californianos.

BULONES DE FIBRA DE VIDRIO

Los anclajes ejecutados fueron bulones de fibra de vidrio WEIDMANN GPR K60 D25 de 2 metros de longitud, con tuerca fibra GPR SW36x70 mm. y placa plástico Ø200 mm.

En la siguiente tabla podemos ver las características de los bulones de fibra de vidrio empleados:

Tipo	K60-25
Diámetro	25 mm.
Carga de rotura	350 kN
Carga de rotura 90°	160 kN
Deformación	2,5 %
Peso	900 g/m.

Tabla 1. Características bulones Weidmann

En la siguiente tabla podemos ver una comparación de la resistencia de estos anclajes con barra Gewi.

Tipo	Diámetro	Carga de rotura	Carga de rotura 90°
Weidmann	25 mm.	350 kN	160 kN
tipo Gewi	20 mm.	150 kN	150 kN
tipo Gewi	25 mm.	213 kN	213 kN
tipo Gewi	32 mm.	384 kN	384 kN

Tabla 2. Comparativa bulones Gewi y Weidmann

MALLA SINTÉTICA RESISTENTE AL ÁCIDO

Se colocó una malla de fibra de vidrio de 160 g/m².

MALLA DE FIBRA DE VIDRIO	
luz	5 mm.
anchura de cordón	8 mm.
resistencia a la tracción	65,00 kN
deformación	2,0 %
masa unitaria	215 gr/m ²
ancho de los rollos	4,40 m.
largo de los rollos	100,00 m
peso del rollo	120 Kg.

Tabla 3. Características de la malla

GUNITA

Se empleó la siguiente fórmula:

- 400 kg./m³ cemento tipo CEM I 42,5 R/SR
- 800 kg./m³ árido 0.4 caliza
- 700 kg./m³ árido 0.5 granito
- 100 kg./m³ gravilla 5/11 granito
- 3,0 litros/m³ estabilizador (Rheobuild 3700 EPS)
- agua total 150 litros/m³
- relación agua/cemento 0,375

El Rheobuild es un superplastificante/reductor de agua (especialmente diseñado para gunitado vía húmeda).

El cemento utilizado CEM I 42,5 R/SR es un cemento resistente a los sulfatos (especialmente indicado para ambientes agresivos con presencia de sulfatos).

5. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

Uno de los condicionantes más importantes de la obra fue la dimensión de los taludes a tratar, entre los 50 y 70 metros de altura, para una superficie total aproximada de unos 40.000 m², por lo que hubo que recurrir a los equipos y métodos de trabajo en altura para poder realizar correctamente los trabajos. Consecuentemente la obra se dividió en dos franjas de actuación:

- franja 1: de 0 a 8 m. de altura del nivel del suelo
- franja 2: de 8 a 70 m. de altura

En la franja 1 el gunitado se realizó con robot de gunitado.

En la franja 2 hubo que recurrir a procedimientos especiales para trabajos en altura, por lo que tanto el gunitado como la perforación se realizaron mediante una cesta acoplada a autogrúa.

Procedimiento de trabajo seguido fue el siguiente:

- 1°.-ejecución de líneas de vida y anclajes de seguridad
- 2°.-colocación de malla protectora de fibra de vidrio
- 3°.-ejecución de los bulones de fibra de vidrio
- 4°.-ejecución de mechinales y drenes californianos
- 5°.-conducción de las aguas drenadas
- 6°.-proyección de la gunita
- 7°.-impermeabilización de la cuneta existente

A continuación se muestra una tabla con un resumen de las unidades ejecutadas:

	UNIDADES EJECUTADAS	CANTIDAD
ml.	Bulón de fibra de vidrio de D=25 mm. en cuadrícula de 3x3 metros, de fibra de vidrio inyectados con lechadas antiácidas con placa especial de plástico.	8.954,00
m ²	Gunitado especial en taludes con espesor mínimo de 10 cm.	39.953,82
m ²	Gunitado especial en taludes con espesor mínimo de 3 cm.	1.791,89
ml.	Dren californiano con tubo PVC D=75 mm.	954,00
ml.	Mechinal con tubo PVC 75mm.	671,55
m ²	Malla sintética resistente al ácido de 3 mm. de apertura.	38.113,82
ml.	Bajantes	1.140,40
ml.	Hormigonado solera cunetón	920,00
ml.	Bordillo	920,00
ml.	Colector 200 mm	1.840,00
ml.	Lámina PEAD 1,5 mm en cunetón	920,00

Tabla 4. Resumen unidades ejecutadas

Para la colocación de la malla se empleó una autogrúa para instalar la malla sobre el talud, la cual se ajustaba con ayuda de operarios colgados sobre el talud mediante líneas de vida verticales. La malla se desenrollaba desde la parte alta de la zona a tratar hacia abajo, fijándose ésta con anclajes de acero perdidos en la zona superior e intermedia.

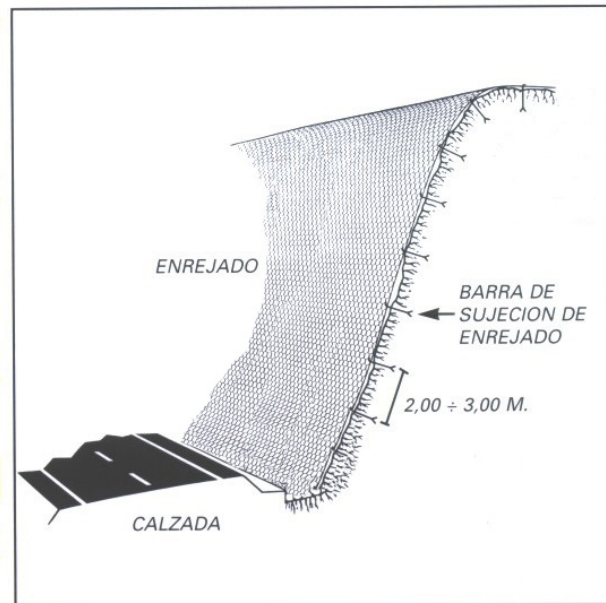


Figura 1. Colocación malla

Como prácticamente la totalidad de los anclajes, mechinales y drenes californianos quedaban entre la franja de 8 a 70 m., la perforación se realizó con cesta porta-equipos dotada de carro perforador. La perforación se realizó entonces con una máquina dotada de un martillo perforador de percusión situada sobre una cesta que era alimentada por un compresor situado a pie de talud. La cesta era elevada hasta el lugar a perforar por una autogrúa de hasta 130t.

Nota: Los trabajos con cesta suspendida están regulados actualmente por el "R.D. 1644/2008 sobre normas para la comercialización y puesta en servicio de las máquinas", y la "UNE-EN 14502-1 sobre aparatos para elevación de personas, parte 1: cestas suspendidas".

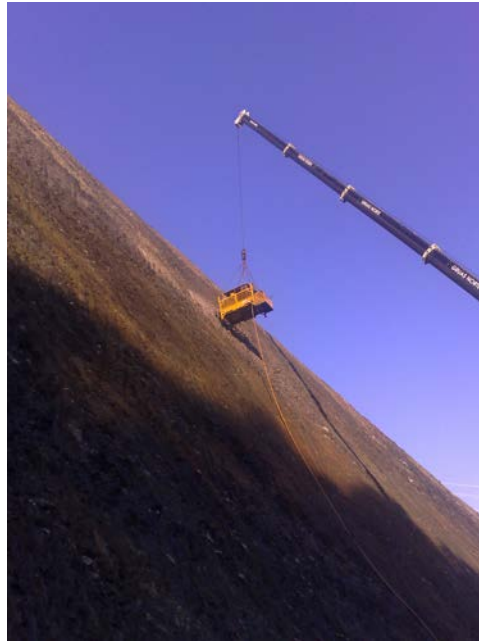


Foto 1. Perforación con cesta suspendida y autogrúa

El gunitado se realizó con robot a pie de talud para las zonas baja (hasta los 8 m. de altura) y con cesta porta-equipos acoplada a autogrúa para el resto (8-70 m. de altura).



Foto 2. Gunitado con cesta y autogrúa.

También había que prever la canalización de las aguas sulfuradas drenadas del talud (mechinales y drenes californianos), por lo que hubo que disponer bajantes sobre el talud, colectores, bordillos y recubrir con una nueva solera resistente el cunetón existente.

Una vez concluidos los trabajos de estabilización e impermeabilización del talud se procedió a la canalización de las aguas del drenaje del talud y a la impermeabilización de la cuneta existente, también degradado por la acción de las aguas ácidas, mediante gunitado con el mismo tipo de hormigón resistente.



Foto 2. Canalización de las aguas de drenaje del talud

La obra se ejecutó en cuatro meses, entre los meses de agosto y noviembre de 2009.

6. CONCLUSIONES

Han pasado ocho años desde que se ejecutaron los trabajos. Los taludes siguen teniendo el mismo aspecto que cuando finalizaron las obras. Los materiales empleados han respondido a las expectativas comportándose según lo esperado.

El tratamiento con malla, bulones de fibra de vidrio y gunita de las características descritas se presenta como una solución idónea para terrenos de elevada acidez donde los tratamientos convencionales pueden quedar afectados en pocos años.

APLICACIÓN DEL REGISTRO SÍSMICO PRODUCIDO POR UNA AVALANCHA DE NIEVE PARA LA VALIDACIÓN DE SU MODELO NUMÉRICO

Pere Roig Lafon¹, Emma Suriñach¹, Cristina Pérez-Guillén^{1,4}, Mar Tapia^{1,2}, Perry Bartelt³, Betty Sovilla³

¹ Grup d'Allaus, RISK-NAT, Facultat de Ciències de la Terra, Universitat de Barcelona (UB). c/ Martí i Franquès s/n., Barcelona 08028, Spain (p.roig@ub.edu)

² Laboratori d'Estudis Geofísics Eduard Fontserè (LEGEF-IEC), C. Del Carme, 47. Barcelona 08001, Spain (mtapia@iec.cat)

³ WSL Institute for Snow and Avalanche Research SLF, Flüelastrasse 11, Davos CH-7260, Switzerland.

⁴ Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University, Furo-cho, Chikusa-ku, Nagoya 464-8601, Japan.

RESUMEN

Los modelos numéricos de avalanchas de nieve son necesarios para poder predecir cómo serán las afectaciones que una avalancha puede causar, y poder dimensionar así las medidas de defensa. Pero estas modelizaciones necesitan ser calibradas para que se ajusten de la mejor manera posible a la avalancha real. Persiguiendo esta última finalidad, decidimos usar la señal sísmica registrada procedente de avalanchas de nieve ocurridas en el sitio experimental de Vallée de la Sionne, Suiza (Institute for Snow and Avalanche Research – SLF) para establecer comparaciones con el programa de modelización RAMMS (SLF), y así establecer relaciones que permitan una mejor modelización del fenómeno.

Los primeros resultados nos permiten llegar a una exitosa comparación temporal de la señal sísmica registrada y los resultados obtenidos de la modelización, permitiendo reconocer la misma dinámica del alud en ambos registros (datos registrados y modelados). Con la ayuda de otra instrumentación (dos tipos de radares de frecuencia modulada e imágenes de video) sincronizada temporalmente con el registro sísmico y el modelo, se consigue validar o desestimar los modelos generados. El desarrollo de este método pretende incorporar los datos obtenidos de la señal sísmica en el proceso de mejora de la calidad de las modelizaciones. De esta forma se persigue incrementar la fiabilidad de futuras modelizaciones en zonas no experimentales.

1. INTRODUCCIÓN

Para poder predecir cómo pueden afectar las avalanchas de nieve en determinadas zonas, se han creado modelos numéricos con aplicaciones informáticas que simulan el comportamiento de la nieve en descender al largo de una vertiente. Estos modelos necesitan ser calibrados y ajustados para que la simulación se ajuste de la mejor forma posible a la realidad. Actualmente se comparan las cartografías de máximo alcance con medidas directas de la altura del flujo, velocidad o presiones de impacto adquiridas por sensores instalados en el trayecto de las avalanchas en zonas experimentales (Sovilla et al., 2008). Todas estas medidas permiten calibrar e implementar modelos dinámicos. Sin embargo, estas metodologías son muy costosas y de difícil exportación. El grupo de avalanchas de la Universidad de Barcelona (RISK-NAT – UB) estudia desde 1994 el registro sísmico generado por avalanchas de nieve, y desde 1999 gestiona la instalación de sensores sísmicos y de infrasonido en el lugar experimental de *Vallée de la Sionne*, Suiza (VDLS), en colaboración con el *WSL Institute for Snow and Avalanche Research SLF*. En este periodo se ha registrado una base de datos de avalanchas de nieve de diferente tamaño y tipo, cuyo análisis ha aportado importantes resultados en la detección y caracterización de avalanchas de nieve mediante métodos sísmicos (Biescas et al., 2003; Sabot et al., 1998; Suriñach et al., 2001), así como aportaciones en el estudio de la dinámica (Vilajosana et al., 2007a; Vilajosana et al., 2007b; Kogelnig et al., 2011; Pérez-Guillén et al., 2016) y formación de avalanchas de nieve inducidas sísmicamente (Pérez-Guillén et al., 2014).

2. SITIO EXPERIMENTAL

El sitio experimental de Vallée de la Sionne (propiedad del SLF) se encuentra en el Cantón de Valais, Suiza. Forma parte de los pre-Alpes suizos, perteneciente al macizo del Wildhorn. Se trata de un vertiente de orientación E/SE, con un desnivel de 1200m con el punto más alto a 2650m snm (Crêta Besse) y el más bajo en 1450m snm (rio Sionne). La zona de desencadenamiento tiene un pendiente de 32°-45° y las avalanchas pueden llegar a recorrer hasta 2500m (Ammann, 1999). Se reconocen 3 zonas de salida principales, siendo la avalancha #0016 desencadenada en Pra Roua (PR) (Figura 1). Durante la temporada 2014-2015 el grupo de avalanchas de la UB instaló sensores sísmicos en 4 ubicaciones del canal instrumentado y un sensor de infrasonido (Tabla 1).

Emplazamiento		Sensor	
Caverna A	Sensor sísmico (triaxial)	Miniseismonitor	Frec. propia 2Hz; Sens. 500/6 Vsm ⁻¹
Caverna B	Sensor sísmico (triaxial)	Mark L-4C-3D	Frec. propia 1Hz; Sens. 280 Vsm ⁻¹
Caverna C1	Sensor sísmico (triaxial)	Mark L4-3D	Frec. propia 1Hz; Sens. 280 Vsm ⁻¹
Caverna D	Sensor sísmico (triaxial)	Mark L-4C-3D	Frec. propia 1Hz; Sens. 280 Vsm ⁻¹
Caverna D	Sensor de Infrasonido	Chaparral 24	Frec. propia 0,1Hz; Sens. 2 VPa ⁻¹

Tabla 1. Sensores instalados en el sitio experimental de VDLS por el grupo de avalanchas de la UB, durante la temporada 2014-2015.

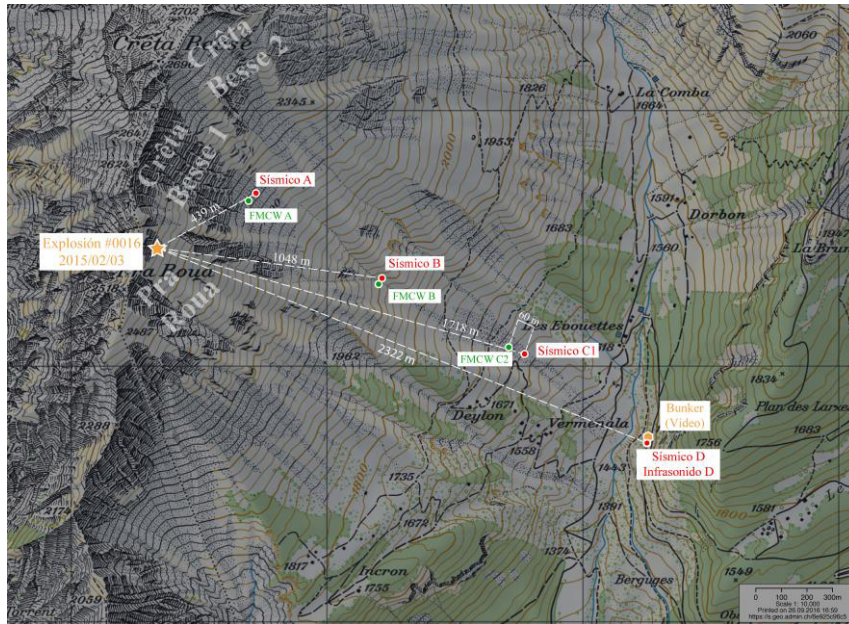


Figura 1. Mapa del sitio experimental de VDLS. En rojo las posiciones donde se encuentran los sensores sísmicos, en verde las posiciones donde se encuentran los radares FMCW y en naranja el punto donde se detonó la avalancha #0016 (Para Roua) y la posición de caverna D (Bunker).

3. DATOS UTILIZADOS

3.1 Avalancha #0016

Para este estudio se ha escogido la avalancha #0016, correspondiente al experimento realizado en VDLS el 3 de febrero del 2015. Esta avalancha fue desencadenada artificialmente mediante explosivos a las 09:20:03 UTC (Tabla 2). Se ha seleccionado la primera avalancha desencadenada durante este experimento. Días previos al experimento tuvieron lugar tres avalanchas naturales que dejaron parte del depósito a lo largo del canal, por lo que el manto de nieve no era totalmente homogéneo.

Avalancha #0016		
3 de febrero del 2015	Desencadenamiento artificial	
09:20:03 UTC	mediante explosivos	
Acumulación de nieve	2,3 m	0,95 m nueva / 1,35 m vieja
Clasificada como avalancha grande (Large) (Pérez-Guillén et al., 2016)		

Tabla 2. Información general de la avalancha #0016, utilizada como referencia para este estudio.

Se han comparado datos de tres estaciones sísmicas con datos de otros sensores instalados en el sitio experimental. El objetivo del análisis del conjunto de datos es correlacionar la señal sísmica y el modelo numérico.

- **Datos sísmicos:** Todos los aludes sucedidos durante el experimento del 2015 fueron registrados por los sensores sísmicos instalados en caverna B, C1 y D. La estación de caverna A no tuvo un correcto funcionamiento. Las estaciones de caverna B, C1 y D estaban en registro continuo a 100 muestras por segundo (mps), en una base de tiempo común. El sistema de *trigger* de VDLS activa el registro en paralelo de todas las estaciones a un muestreo superior (200 mps en B y C1, y 100 mps en D) durante 700 segundos, con 60 segundos de *pre-trigger*.
- **Datos de infrasonido:** El sensor se encuentra instalado en caverna D, registrando en el mismo sistema de adquisición de datos que el sensor sísmico de caverna D. El registro continuo y el *trigger* son ambos a 100 mps. La base tiempo es común con los sensores sísmicos.
- **FMCW Radar:** Radar de onda continua y frecuencia modulada (*Frequency Modulated Continuous Wave Radar*). Este sistema consta de tres radares gestionados por el SLF e instalados próximos a las posiciones de las estaciones sísmicas (Figura 1). Se ubican en el suelo, perpendiculares a la pendiente y enfocando hacia el manto nivoso (Ash et al., 2010). Mediante el análisis de la señal del FMCW radar se deduce el paso del frente y las consecutivas partes de la avalancha sobre el sensor, además de la erosión aproximada del manto nivoso producida a su paso.
- **Video:** Se dispone de la filmación en video desde caverna D (Bunker). Utilizando las imágenes de la avalancha se puede reconocer la evolución del frente de la avalancha y cuando este llega a las posiciones de los sensores (Figura 2).



Figura 2. Tres fotogramas distintos del video de la avalancha, con el tiempo según el propio código de tiempo del video. En rojo la detonación y la placa de nieve en el momento en que rompe.

También se dispone de imágenes de GEODAR (*MTI moving target indicator*) que complementa la interpretación temporal de la avalancha (Ash et al., 2014; Köhler et al., 2016), validando observaciones cruzadas entre el video y los radares FMCW.

3.2 Tiempo común entre sensores

La instalación de VDLS dispone de un sistema de *trigger*, que en este caso fue activado manualmente, unos cuantos segundos antes que la avalancha #0016 fuera artificialmente desencadenada. De este modo, el tiempo de inicio del *trigger* es común entre los sensores sísmicos, el sensor de infrasonido y los radares FMCW (Tabla 3). Para establecer comparaciones entre los distintos datos que se dispone y los datos de salida del modelo numérico RAMMS, se decide fijar el tiempo cero ($t=0s$) en el momento en que la placa de nieve empieza a moverse, utilizando las imágenes de video y la información del GEODAR.

La grabación del video obtenido desde caverna D empieza 30s antes que el explosivo que desencadenó la avalancha #0016 fuera detonado. La explosión se reconoce al inicio del registro sísmico. En el video se puede observar cuando tiene lugar la explosión ($t=30s$), y cuando la placa de nieve rompe y empieza a descender por la ladera ($t=33s$) (Figura 3). El tiempo entre la explosión y cuando rompe la placa de nieve (3s) también se reconoce en las imágenes de GEODAR. Unos lapsos de tiempo similares son observados en otras avalanchas del mismo día (Köhler et al., 2016). En la pista de audio del video se puede escuchar (audio) cuando llega la onda expansiva a la caverna D y cuando se cierran las compuertas metálicas, utilizadas para proteger la instrumentación. Las vibraciones generadas en el suelo e infrasonido son reconocibles con gran amplitud y alta frecuencia ($t=80s$) (Figura 3).

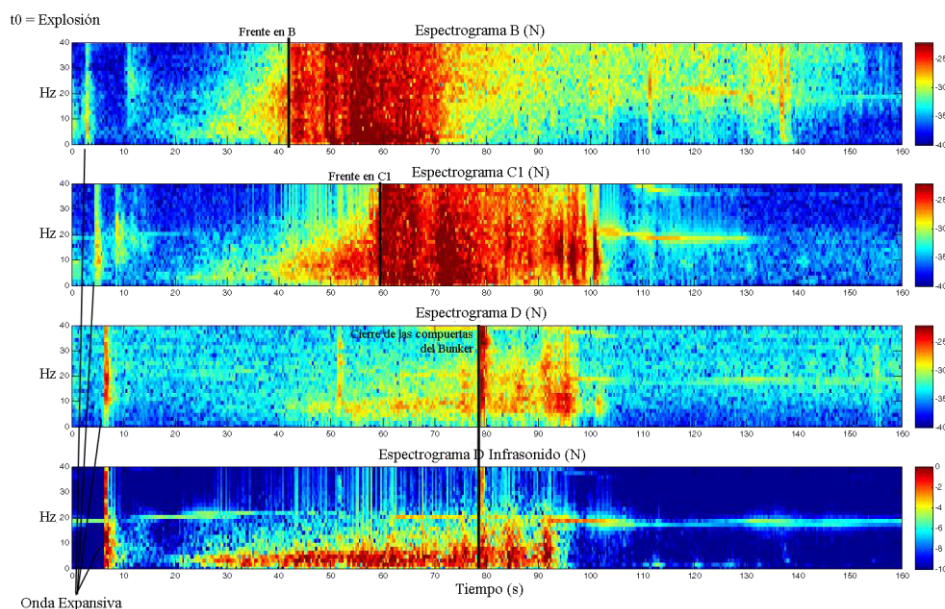


Figura 3. Espectrograma de la componente N-S de los sensores B, C1, D e Infrasonido en D, registrado durante la avalancha #0016. El tiempo es común, siendo $t=0s$ el momento de la explosión que desencadenó la avalancha. En negro, la llegada de la onda expansiva a los sensores, la llegada del frente de la avalancha en B y C1, y el momento del cierre de compuertas en D escuchado también en el audio del video.

Puntos comunes	Instrumentos correlacionados
<i>Trigger</i>	Sensores sísmicos y radares FMCW
Explosión	Sensores sísmicos, vídeo y GEODAR.
Inicio del movimiento (rotura de la placa de nieve)	Vídeo y GEODAR

Tabla 3. Sensores instalados en el sitio experimental de VDLS por el grupo de avalanchas de la UB, durante la temporada 2014-2015.

4. MODELO RAMMS

El programa RAMMS es un programa de modelización de movimientos de ladera desarrollado por el SLF, basado en el modelo hidráulico de fricción de Voellmy-Salm (Christen et al., 2010). Para este trabajo se usa el módulo *Avalanche* del programa en su versión experimental cedida por el SLF.

Para modelizar una avalancha en RAMMS es necesario un modelo digital del terreno (MDT) con la máxima resolución posible, y conocer con la máxima exactitud posible las dimensiones y el tipo de nieve presente en la zona de salida. Dado que la avalancha #0016 se desencadenó artificialmente, el SLF dispone de datos del Laser Scanner de toda la ladera antes y después de la avalancha, de manera que se pudo precisar la geometría y el volumen de la zona de salida con gran exactitud. Se elaboraron también perfiles niveostratigráficos para determinar el tipo de nieve que se movilizó, la densidad y la estructura del manto. Todos estos datos se utilizaron para definir los valores de entrada en el programa RAMMS (Tabla 4).

Valores de entrada RAMMS	
Volumen de salida	21021,683 m ³
Acumulación de nieve	2,3 m (1,35 m nieve consolidada)
Altura de placa (nieve reciente)	0,95 m
Tiempo máximo modelización	120 s
Salto temporales (<i>dump step</i>)	1 por segundo
Resolución MDT	0,5 m
Resolución modelización	5 m

Tabla 4. Valores de entrada utilizados para generar el modelo de la avalancha #0016 en RAMMS.

Con el modelo calculado, el programa ofrece la representación 3D de la avalancha sobre el MDT (Figura 4), tanto de la parte densa como de la parte de aerosol de la avalancha. De ambas partes se pueden obtener valores de varios parámetros físicos en perfiles o en gráficos puntuales de evolución temporal. Para establecer las comparaciones con la señal sísmica se decide utilizar los valores de tensión normal a la pendiente (*Stress*), altura de flujo (*Flow Height*) y erosión (*Entrainment*) considerando que pueden estar relacionados con las vibraciones transmitidas al suelo por la nieve en movimiento. También se consideran valores de presiones de dispersión (*Dispersive Pressure*). Este es un nuevo parámetro que

se calcula en la nueva versión experimental del RAMMS, para procurar simular mejor el comportamiento de la nieve al descender por la ladera. Se consideran los gráficos de evolución temporal (*time plots*) en las posiciones B (sensor sísmico y FMCW), C1 (sensor sísmico) y C2 (FMCW) (Figura 1).

El modelo de la avalancha utilizado para las comparaciones con la señal sísmica, fue creado por el SLF y es considerado como el que mejor representa la avalancha #0016 hasta la fecha.

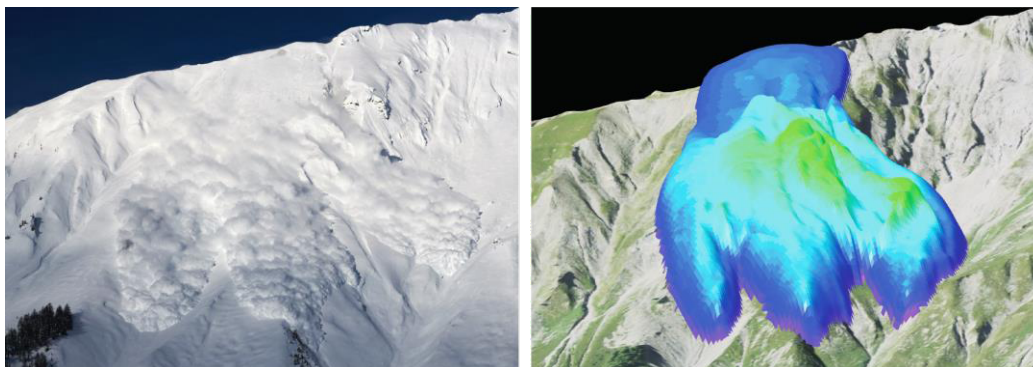


Figura 4. Izquierda: fotograma del video de la avalancha #0016. Derecha: Representación 3D del aerosol de la avalancha #0016 modelada con el programa RAMMS. Ambas capturas corresponden a $t=35s$.

5. RESULTADOS

En las figuras 5, 6 y 7 se representan sobrepuestos los datos y los valores de los parámetros obtenidos en función del tiempo para su comparación. La señal sísmica es representada de dos formas: como la envolvente de las tres componentes (Vilajosana et al., 2008; Pérez-Guillén et al., 2014) y como espectrograma de una de las componentes (Biescas et al., 2003). Con estas representaciones podemos conocer la evolución del contenido en frecuencias y sus amplitudes, y utilizar su análisis para reconocer cuando la avalancha está pasando por encima del sensor, cómo evoluciona la avalancha en su trayecto y su duración (Biescas et al., 2003; Pérez-Guillén et al., 2016).

5.1 Caverna B

Reconocemos en la señal tres partes principales (Figura 5; Figura 6). La SON (#1) que corresponde al *Signal Onset*, cuando el frente de la avalancha se acerca al sensor; la SBO (#2) que corresponde al *Signal Body*, cuando el frente y la parte energética de la avalancha pasa por encima del sensor, la amplitud es máxima y el contenido en frecuencias completo; la STA (#3) que corresponde al *Signal Tail*, cuando el frente de la avalancha se aleja pero la cola de la avalancha (más densa) aún pasa por encima del sensor (Pérez-Guillén et al., 2016).

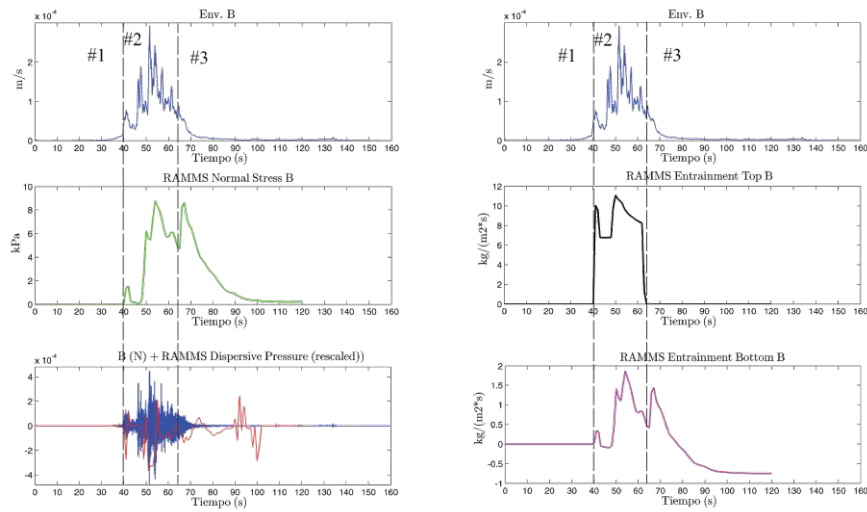


Figura 5. Comparación de datos en caverna B. Arriba: envolvente de las tres componentes (azul). Izquierda: la tensión normal a la pendiente (normal stress) modelada con RAMMS (verde), y la señal sísmica componente N-S con las presiones de dispersión en rojo. Derecha: valores de erosión superficial (negro) y profunda (entrainment top and bottom) (magenta) modelados con RAMMS.

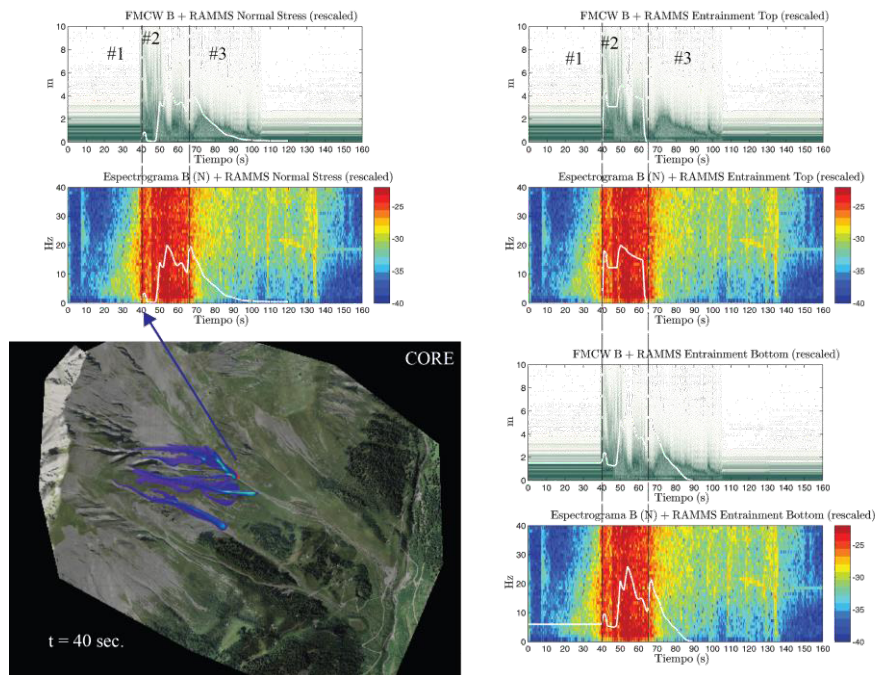


Figura 6. Comparación de datos en caverna B. Izquierda Arriba: datos de radar FMCW (verde) Medio: Espectrograma de la señal sísmica componente (N-S). Los datos de tensión normal a la pendiente (normal stress) modelados con RAMMS, superpuestos en blanco. Abajo: representación 3D de la posición de la parte densa (CORE) de la avalancha a los 40s, modelada con RAMMS. Señalada, la coincidencia con la señal sísmica. Derecha: similar a la Izquierda pero con los gráficos de erosión superficial y profunda (entrainment top and bottom) modelados con RAMMS, superpuestos en blanco.

En los datos resultantes de la modelización también se pueden reconocer las tres partes, mostrando una gran correlación entre las distintas partes (Figura 5). El tiempo de llegada del frente de la avalancha al sensor ($t=40s$) es el mismo tanto en el registro como en el modelo (SON-SBO). El inicio de *Signal Tail* también se puede observar en los datos modelados con un aumento del *Normal Stress*, y un cambio en el *Entrainment* (*Top* y *Bottom*) (SBO-STA). La *Dispersive Pressure* en caverna B coincide de forma notable en SBO (#2), mostrando un comportamiento similar en los picos de valores máximos coincidentes con las máximas amplitudes de la señal sísmica.

Utilizando los espectrogramas se pueden identificar mejor las diferencias entre las distintas partes, y comparando con el radar FMCW, se pueden reconocer algunos distintos frentes dentro del SBO (#2). El primer frente ($t=40s$) corresponde al inicio de la erosión en el radar FMCW; el segundo frente ($t=46s$) corresponde a una mayor erosión en el manto nivoso, evidente tanto en la señal sísmica como en el radar FMCW. Los valores de *Entrainment* en RAMMS coinciden con los tiempos de llegada de estos frentes (Figura 6).

5.2 Caverna C (C1 y C2)

Las tres partes del flujo reconocibles en la caverna B, también se pueden distinguir en la señal sísmica de caverna C1. Se observan también unos picos al final de la señal correspondientes al momento en que la avalancha se para (*stopping phase*) (Suriñach et al., 2000). No se observa ninguna coincidencia temporal entre la señal sísmica y los valores modelados, pero sí que se pueden reconocer las distintas partes del flujo (SON, SBO y STA). Parecen intuirse la *stopping phase* en las *Dispersive Pressure*, y un aumento repentino del *Normal Stress* y del *Entrainment* (Figura 7).

Comparando los datos de radar FMCW con la señal sísmica, igual que en las otras representaciones, se puede reconocer las distintas partes de la avalancha en todos los sensores y en los datos modelados, pero no se observa ninguna coincidencia en el tiempo entre los datos registrados y los modelados. Por otro lado, en la representación 3D del RAMMS se puede ver como un primer frente de la avalancha pasa por el Este de las cavernas instrumentadas (C1 y C2). Esta misma dinámica puede ser observada en el video registrado (Figura 8). Esta parte de la avalancha no pasa por encima de los sensores pero sí que puede ser reconocida en la señal sísmica como una parte previa al SBO (dentro del SON), con bajas frecuencias debido a la distancia pero con mucha amplitud ($t=50s$).

Cabe destacar que las cavernas C1 y C2 se encuentran separadas 60 metros, en la dirección de la pendiente (Figura 1). En ese tramo la avalancha circuló a unos 50 m/s de velocidad máxima, medida por los instrumentos del SLF. Entre la llegada del frente de la avalancha al sensor sísmico (C1) y al radar FMCW (C2), se observa una diferencia de 1,2s, correspondientes a la distancia entre instrumentos (Figura 8). Esta observación nos valida el método utilizado para establecer el tiempo común para todas las estaciones.

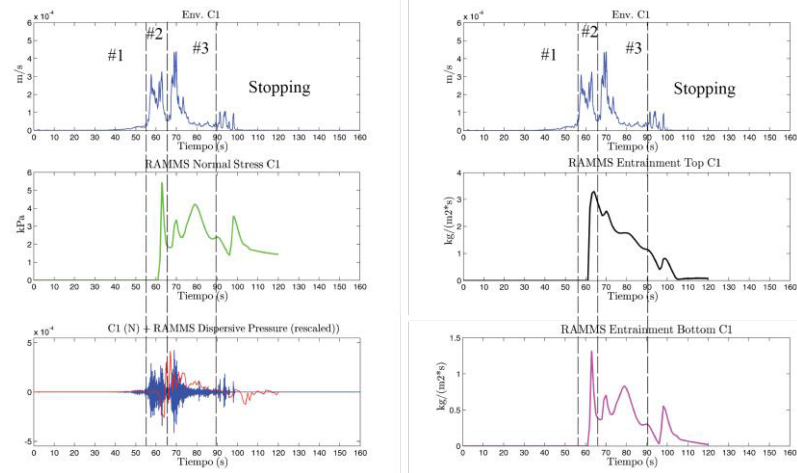


Figura 7. Comparación de datos en caverna C1. Arriba: envoltura de las tres componentes (azul). Izquierda: la tensión normal a la pendiente (normal stress) modelada con RAMMS (verde), y la señal sísmica componente N-S con las presiones de dispersión en rojo. Derecha: valores de erosión superficial (negro) y profunda (entrainment top and bottom) (magenta) modelados con RAMMS.

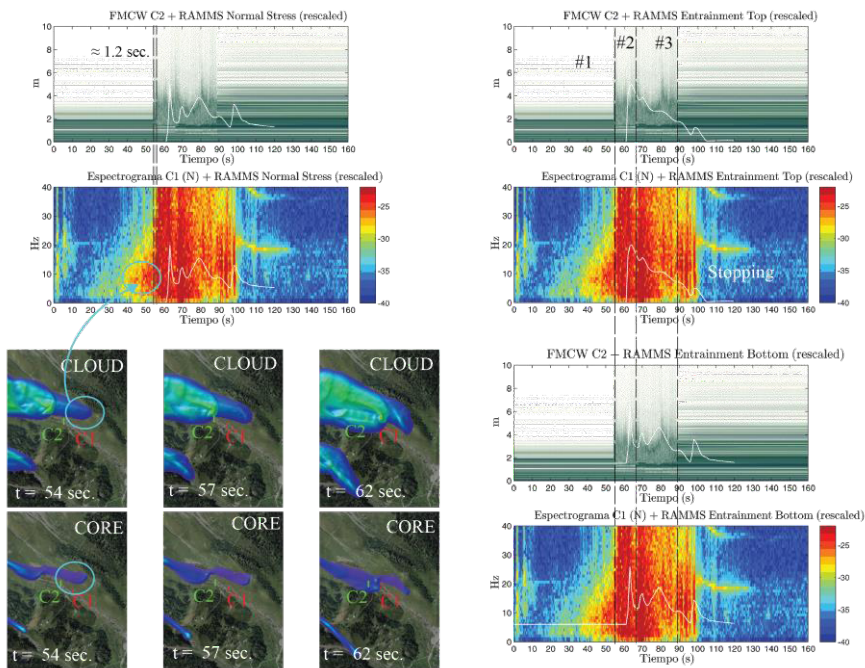


Figura 8. Comparación de datos en caverna C1 y C2. Izquierda Arriba: datos de radar FMCW (verde) Medio: Espectrograma de la señal sísmica componente (N-S). Los datos de tensión normal a la pendiente (normal stress) modelados con RAMMS, superpuestos en blanco. Abajo: representaciones 3D de la posición de la parte densa (CORE) y aerosol (CLOUD) de la avalancha modelada con RAMMS, a los 54, 57 y 62 s. Señalada, la coincidencia con la señal sísmica. Derecha: similar a la Izquierda pero con los gráficos de erosión superficial y profunda (entrainment top and bottom) modelados con RAMMS, superpuestos en blanco.

6. DISCUSIÓN

Hemos podido encontrar muchas similitudes entre el modelo RAMMS y los datos sísmicos. Así mismo, hemos sido capaces de correlacionar los datos de múltiples instrumentos del mismo canal experimental, lo que ha permitido observar gran cantidad de coincidencias y llegar a una interpretación más completa del comportamiento de la avalancha al largo del canal.

Teniendo una visión muy sólida de la avalancha desde distintos instrumentos, correlacionados temporalmente, observamos como las comparaciones con el modelo RAMMS nos dan resultados prometedores. Las coincidencias en tiempo en caverna B son muy buenas, pudiendo concluir que hasta ese punto el modelo representa de una forma bastante fidedigna la avalancha #0016. Pero en caverna C (C1 y C2) las coincidencias en tiempo no se dan, observando una diferencia en las llegadas de los frentes de unos 5s entre los datos registrados y los modelados. A pesar de esto, sí que el comportamiento parece ser similar: se generan 3 frentes principales que descienden por distintas partes de la ladera y en caverna C uno de estos frentes pasa por el lado de los sensores.

Una de las razones por las que estas coincidencias temporales no se dan, puede ser la presencia de depósitos de nieve de avalanchas previas en caverna B y caverna C. Estos depósitos no han sido modelados en RAMMS, y tienen una afectación directa en la erosión que puede ejercer la avalancha en el manto nivoso, afectando de forma significativa a la velocidad de la avalancha. En un futuro próximo se planea trabajar conjuntamente con el equipo de desarrollo del programa RAMMS para mejorar el modelo y la modelización.

Con el uso de los sensores sísmicos se ha podido observar virtudes y flaquezas en el modelo generado para la avalancha #0016, siendo capaces de incorporar los sensores sísmicos como observadores para la validación de los modelos, y vincularlos con otras instrumentaciones presentes en el sitio experimental.

7. CONCLUSIONES

- La señal sísmica puede ser un registro útil en la validación de modelos numéricos de avalanchas de nieve. Las primeras aproximaciones han permitido reconocer si la avalancha modelada alcanzaba las posiciones los sensores sísmicos cuando se esperaba.
- Con las estaciones sísmicas no solo reconocemos la señal del frente de la avalancha. También somos capaces de reconocer las partes internas del alud y otros frentes de la avalancha que pasan por laderas próximas.
- Reconocer el inicio del movimiento de la nieve (rotura de la placa) es indispensable para conseguir una correcta correlación temporal. Establecer correctamente el tiempo común entre sensores es esencial.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido posible gracias al proyecto CHARMA (CGL2013-40828-R) financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación, y a la beca pre-doctoral FI-DGR 2016, financiada por el AGAUR (Generalitat de Catalunya). Queremos agradecer también la ayuda de Anselm Köhler en la interpretación de los datos de GEODAR.

REFERENCIAS

- Ammann, W. J. (1999) A new Swiss test-site for avalanche experiments in the Vallée de la Sionne/Valais. *Cold Regions Science and Technology*, 30: 3–11.
- Ash, M., Chetty, K., Brennan, P., McElwaine, J. and Keylock, C. (2010) FMCW radar imaging of avalanche-like snow movements. *IEEE National Radar Conference - Proceedings*, 102–107.
- Ash, M., Brennan, P. V., Keylock, C. J., Vriend, N. M., McElwaine, J. N. and Sovilla, B. (2014) Two-dimensional radar imaging of flowing avalanches. *Cold Regions Science and Technology*, 102
- Biescas, B., Dufour, F., Furdada, G., Khazaradze, G. and Suriñach, E. (2003) Frequency content evolution of snow avalanche seismic signals. *Surveys in Geophysics*, 24(5–6): 447–464.
- Christen, M., Kowalski, J. and Bartelt, P. (2010) RAMMS: Numerical simulation of dense snow avalanches in three-dimensional terrain. *Cold Regions Science and Technology*, 63(1–2): 1–14.
- Kogelnig, A., Suriñach, E., Vilajosana, I., Hübl, J., Sovilla, B., Hiller, M. and Dufour, F. (2011) On the complementariness of infrasound and seismic sensors for monitoring snow avalanches. *Natural Hazards and Earth System Science*, 11(8): 2355–2370.
- Köhler, A., McElwaine, J. N., Sovilla, B., Ash, M. and Brennan, P. (2016) The dynamics of surges in the 3 February 2015 avalanches in Vallée de la Sionne. *Journal of Geophysical Research*.
- Pérez-Guillén, C., Tapia, M., Furdada, G., Suriñach, E., McElwaine, J. N., Steinkogler, W. and Hiller, M. (2014) Evaluation of a snow avalanche possibly triggered by a local earthquake at Vallée de la Sionne, Switzerland. *Cold Regions Science and Technology*, 108:149–162.
- Pérez-Guillén, C., Sovilla, B., Suriñach, E., Tapia, M. and Köhler, A. (2016) Deducing avalanche size and flow regimes from seismic measurements. *Cold Regions Science and Technology*, 121:25–41.
- Sabot, F., Naaim, M., Granada, F., Suriñach, E., Planet, P. and Furdada, G. (1998) Study of avalanches dynamics by seismic methods, image-processing techniques and numerical models. *Annals of Glaciology*, 26: 319–323.
- Sovilla, B., Schaer, M. and Rammer, L. (2008) Measurements and analysis of full-scale avalanche impact pressure at the Vallée de la Sionne test site. *Cold Regions Science and Technology*, 51 (2–3): 122–137.
- Suriñach, E., Sabot, F., Furdada, G. and Vilaplana, J. M. (2000) Study of seismic signals of artificially released snow avalanches for monitoring purposes. *Physics and Chemistry of the Earth, Part B*, 25(9): 721–727.
- Suriñach, E., Furdada, G., Sabot, F., Biescas, B. and Vilaplana, J. M. (2001) On the characterization of seismic signals generated by snow avalanches for monitoring purposes. *Annals of Glaciology*, 32.
- Vilajosana, I., Khazaradze, G., Suriñach, E., Lied, E. and Kristensen, K. (2007a) Snow avalanche speed determination using seismic methods. *Cold Regions Science and Technology*, 49: 2–10.
- Vilajosana, I., Suriñach, E., Khazaradze, G. and Gauer, P. (2007b) Snow avalanche energy estimation from seismic signal analysis. *Cold Regions Science and Technology*, 50: 72–85.
- Vilajosana, I., Suriñach, E., Abellán, A., Khazaradze, G., Garcia, D. and Llosa, J. (2008) Rockfall induced seismic signals: case study in Montserrat, Catalonia. *Natural Hazards and Earth System Science*, 8(4): 805–812.

EVALUACIÓN DE LA DISTANCIA DE ALCANCE DE ALUDES EN EL PIRINEO CATALÁN MEDIANTE MODELIZACIÓN ESTADÍSTICA

Pere OLLER^(1,2), Glòria FURDADA⁽³⁾ y Cristina BAEZA⁽⁴⁾

⁽¹⁾ GeoNeu Risk, Barcelona

⁽²⁾ Facultat de Ciències de la Terra; Universitat de Barcelona

⁽³⁾ RISKINAT; Institut de Recerca Geomodels; Dpt. Dinàmica de la Terra i de l'Oceà; Facultat de Ciències de la Terra; Universitat de Barcelona

⁽⁴⁾ Scientific Department, ACUIDAD Consulting, Barcelona, Spain

RESUMEN

La modelización estadística de aludes permite obtener la distancia de alcance de aludes a partir de los parámetros topográficos de una muestra representativa de eventos conocidos. Ello permite contrastar los resultados obtenidos a partir de modelos de dinámica, especialmente cuando no se dispone de datos históricos ni indicios de actividad de aludes. En el presente estudio, se aplica el modelo de regresión estadística α - β a partir del conocimiento de la actividad de aludes mayores en el Pirineo catalán y de la cartografía digital actual y se obtienen las ecuaciones generales y específicas para distintos tipos de zonas de aludes. Finalmente, se analizan las causas por las cuales algunos de los eventos no alcanzan el punto β , parámetro fundamental del modelo y que se asume que el alud debe sobrepasar.

2. INTRODUCCIÓN

La determinación de la distancia de alcance de aludes es fundamental para la cartografía de peligrosidad en la planificación territorial y urbanística. La obtención de este parámetro se realiza a partir de métodos y fuentes de información complementarias, como la identificación de indicios sobre el terreno, la obtención de información histórico-testimonial, el análisis de datos dendrocronológicos, y el análisis de imágenes aéreas y del modelo digital del terreno (MDT). En áreas donde no se dispone de información histórica ni de indicios del alcance de los aludes en el bosque la determinación de la distancia de alcance se hace más compleja. Los

modelos de cálculo son una herramienta especialmente útil en estas situaciones y complementaria de las fuentes y métodos citados. Generalmente se aplican modelos físicos o de dinámica, modelos estadísticos, o una combinación de las dos aproximaciones. Los modelos físicos generalmente permiten obtener velocidad, altura de flujo, presión de impacto y alcance, siendo especialmente adecuados en ingeniería. La limitación de estos modelos, radica en la información que los nutre (volumen de nieve de partida, coeficientes de fricción, etc), que debe ser estimada, a menudo, a partir de pocos datos disponibles. Pequeñas variaciones en estos parámetros pueden llevar a grandes discrepancias en la estimación de la distancia de alcance (Lied, 1998). Los modelos estadísticos permiten obtener la distancia de alcance a lo largo de un perfil topográfico de la zona de aludes. En este caso, el modelo se construye mediante una muestra representativa de parámetros de aludes cuyo alcance sea conocido. Ello permite contrastar los resultados obtenidos a partir de los modelos de dinámica. Los dos modelos estadísticos más usados son el modelo α - β (Lied y Bakkehoi; 1980) y el modelo de la relación de alcance, o Runout Ratio (McClung et al., 1989).

El modelo de regresión α - β (donde α representa el alcance máximo del alud y β el punto donde la pendiente del perfil topográfico de la vertiente alcanza 10°), motivo del presente estudio, fue desarrollado por Lied y Bakkehoi (1980), a partir de datos de 192 zonas de aludes de Noruega con distancias de alcance muy bien definidas. Encontraron que β era el único predictor significativo y, desde entonces, se han desarrollado modelos α - β en otras cordilleras de Europa, América del Norte y Japón (Fujisawa et al., 1993; Furdada y Vilaplana, 1998; Johannesson, 1998; Jones y Jamieson, 2004; Lied et al., 1995).

Furdada (1996) y Furdada y Vilaplana (1998) aplican por primera vez en los Pirineos el modelo de cálculo de distancias de llegada α - β y obtienen, mediante regresión lineal, diferentes funciones según 3 clases típicas de perfiles del terreno. El trabajo se realizó a partir de los medios entonces disponibles: base topográfica 1:50.000 (los MDT eran aún una herramienta muy incipiente), y datos de aludes obtenidos en las primeras campañas de cartografía que se realizaron para la confección del catastro de aludes en el Pirineo Catalán. Estos autores destacan que la escala de la base topográfica 1:50.000, es limitada en relación a la precisión que se requiere en este tipo de análisis (a pesar de ser la base más precisa del momento), e indican también el desconocimiento del período de retorno de los aludes considerados en la elaboración del modelo, que estiman superior a 30 años. Con ello, deducen que las máximas zonas de llegada calculadas estarían infraestimadas, teniendo en cuenta que el objetivo en la aplicación del modelo es la obtención de las distancias de llegada extremas. Como resultado, obtienen que la variable independiente β es la que mejor explica la variable dependiente α (tal y como ocurre en trabajos previos como por ejemplo el de McClung y Lied, 1987). Indican también que la morfología del perfil topográfico tiene una marcada influencia en la distancia de alcance y obtienen 4 modelos de regresión según las características topográficas del perfil del terreno. Para trabajos futuros recomiendan (i) mejorar el catastro de aludes para trabajar con datos más fiables, (ii) mejorar la precisión de las bases topográficas y (iii) recomiendan el uso de modelos digitales del terreno, sobre todo para la identificación del punto β .

Desde el trabajo de Furdada (1996) se han producido avances importantes en cartografía digital (bases topográficas y modelos digitales del terreno de alta resolución, ortoimagen digital) y se ha avanzado en el conocimiento de la dinámica de aludes en el Pirineo Catalán con la elaboración del Mapa de Zonas de Aludes (Oller et al., 2006), la creación de la base de datos de aludes de Cataluña (BDAC, Oller et al., 2005), y en el conocimiento de la dinámica de episodios mayores de aludes (Muntán et al., 2009; García et al., 2010; Oller et al., 2015). Ello planteó realizar una actualización de los resultados obtenidos por Furdada y Vilaplana (1998).

A partir de una base de datos con 897 aludes mayores (o aludes que exceden el alcance de los aludes habituales, Schaerer, 1986), cartografiados en 551 zonas de aludes, se seleccionaron aquellos con un período de retorno estimado de 100 años (T100). Los aludes seleccionados debían cumplir los requisitos necesarios para la aplicación del método α - β : desnivel mínimo de 350 m, perfil del terreno sin contrapendientes ni irregularidades en la zona de llegada, zona de salida diferenciada y única, y no haber sido modificada antrópicamente (Sinikas y Jamieson, 2014). Tales limitaciones redujeron el grupo a 82 aludes. El tratamiento previo de los datos puso de manifiesto que 19 de ellos (un 23 %) no llegaban al punto β , parámetro fundamental del modelo, que debe, en principio, ser sobrepasado por el alud (Lied y Toppe, 1989).

El presente estudio tiene por objetivo actualizar el modelo α - β para el Pirineo Catalán a partir de las herramientas cartográficas actualmente disponibles y del conocimiento actual de la dinámica de aludes en esta zona. Como segundo objetivo, a partir de las características morfológicas y dinámicas de los aludes del conjunto de datos, se analizan los factores que influyen en la distancia de alcance y, por lo tanto, en la probabilidad de alcanzar el punto β .

3. ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio corresponde al Pirineo catalán, sector suroriental de la cordillera de los Pirineos (Figura 1). Tiene una longitud en el eje E-O de 120 km y una anchura máxima N-S de 40 km. Las elevaciones máximas puntualmente superan los 3.000 m.s.n.m. En ella se diferencian tres variedades climáticas (García et al., 2007). La parte NO presenta un clima oceánico húmedo, donde la precipitación es abundante y las cantidades anuales no varían significativamente de año en año. El total de nieve reciente, a 2.200 m s.n.m., se encuentra entre los 500-600 cm por invierno, distribuyéndose homogéneamente a lo largo de la temporada, siendo la temperatura media de -2,5°C. Hacia el S de la parte occidental (zona de transición), el clima gana continentalidad y el régimen de precipitaciones disminuye. La precipitación en invierno se reduce, siendo ésta la estación más seca y se incrementa en las estaciones equinocciales. La cantidad total de nieve a 2.200 m s.n.m. excede ligeramente los 250 cm por invierno y la temperatura media es de -1,3°C. Los vientos predominantes son del N y NO, y son más intensos que en el dominio oceánico, a menudo con golpes de más de 100 km/h. En la parte más oriental la influencia oceánica desaparece y prevalece la influencia mediterránea. La

precipitación de invierno, asociada a la ciclogénesis mediterránea, incrementa, pero tiene una distribución irregular. La cantidad total de nieve reciente, a 2.200 m s.n.m., es de 350-450 cm por invierno y la temperatura media es de -0,8°C.

La zona de clima oceánico es la que registra una mayor frecuencia de ocurrencia de episodios de aludes mayores, dominando los generados por las masas de aire procedentes del N-NO; la zona de transición, con una disminución de la frecuencia de afectación de O a E, presenta aún una importante influencia de episodios de N-NO, combinada con episodios de S-SO. Por último, la zona de influencia mediterránea es la que presenta menos frecuencia de afectación, pero es la que presenta un abanico más amplio en cuanto al origen de las masas de aire que generan episodios de aludes mayores, incorporándose las E y SE (Oller et al., 2015).

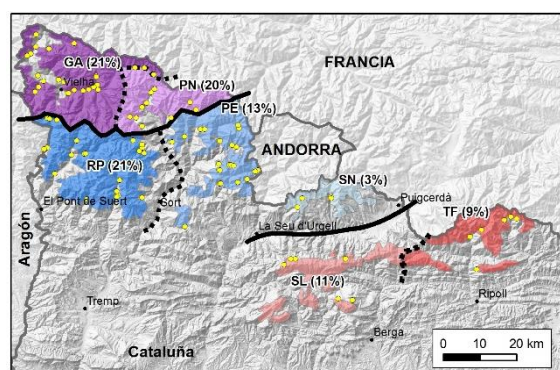


Figura 1. Zonas climáticas y de aludes mayores definidas en el Pirineo catalán. Las zonas coloreadas corresponden a las zonas susceptibles al desencadenamiento de aludes. Tonos violeta: zona de influencia oceánica. Tonos azules: zona de transición. Tonos rojos: zona de influencia mediterránea. La intensidad del color indica la frecuencia de afectación de episodios de aludes mayores (% entre paréntesis; Oller et al., 2015). Los puntos amarillos corresponden a la localización de los aludes con los que se ha realizado el presente trabajo. Zonas nivológicas de aludes mayores: GA (Garona), PN (Pallaresa Norte), RP (Ribagorçana – Pallaresa), PE (Pallaresa Este), SN (Segre Norte), SL (Segre – Llobregat), TF (Ter – Freser).

4. BASE DE DATOS

Tal como se apunta en la introducción, para el presente estudio hemos utilizado una base de datos con 897 aludes mayores. La información se obtuvo a partir de (i) observación del evento, (ii) fotointerpretación, (iii) información histórica-testimonial, y (iv) dendrocronología. En Oller et al. (2015) se describe las características de la información inventariada en función de la fuente a partir de la cual ha sido obtenida. Una vez seleccionados los aludes de T100 (155 eventos), se seleccionaron los que cumplían con los criterios necesarios para la aplicación del modelo α - β (descritas en la introducción), reduciendo el conjunto de datos a 82 eventos, distribuidos homogéneamente en la zona de estudio (Figura 1), ocurridos durante el siglo XX y XXI, y puntualmente en el siglo XIX.

Para la determinación del evento de T100, fue fundamental la fotointerpretación. En el portal web del ICGC se pueden consultar 15 vuelos que cubren todo el Pirineo desde el año 1946 hasta la actualidad (1946, 1956, 1990, 1993, 1996/97, 2003, 2005, 2007, 2008, 2009, 2011, 2012, 2013, 2014, 2015). La imagen más antigua, de 1946, permite analizar el estado del bosque 71 años atrás. Un bosque bien desarrollado en esta imagen implica que al menos, ha habido un período previo mínimo de desarrollo del mismo sin perturbaciones, de 30 años. La identificación de un evento destructivo posterior mayor, junto con el análisis del conjunto de eventos registrados en la misma zona de alud, permite determinar si el evento corresponde a un período de retorno de 100 años. En realidad, para poder afirmar con una probabilidad del 90% de que se trata del alud de T100, sería necesario disponer, al menos, de una ventana temporal de 200 años (Mears, 1992; Probabilidad de Encuentro). En 100 años de observación, la probabilidad de encuentro es del 63%. En todo caso, podemos afirmar que los aludes seleccionados son los mayores ocurridos en 100 años, en su correspondiente zona de alud.

La cartografía se realizó a partir de las fuentes anteriormente descritas, sobre la base topográfica 1:5.000 del ICGC con curvas de nivel de 5 m, y el modelo digital de elevaciones del ICGC de 15x15 m. La localización del punto β se obtuvo a partir del mapa topográfico.

Así, para los aludes seleccionados, se obtuvieron los parámetros morfométricos y dinámicos que tienen mayor influencia sobre α : H , β , y'' y θ (Figura 2; Lied y Bakkehoi, 1980; Bakkehoi et al., 1983)

α (alfa), es el gradiente medio de la zona de alud desde el extremo superior hasta el final de la máxima distancia de parada observada (punto α). β (beta), es el gradiente medio del perfil de la zona de alud desde el extremo superior de la zona de salida hasta el punto del perfil donde la pendiente alcanza 10° (punto β). θ (teta), corresponde a la pendiente de la zona de salida en los 100 m superiores de la zona de salida (Delparte et al., 2008). Algunos autores consideran la zona de salida hasta el punto donde la pendiente alcanza los 28° (Furdada y Vilaplana, 1998; Lied y Toppe (1989). y'' (curvatura), representa el perfil topográfico de la zona de alud a partir de la función polinómica de segundo grado. A partir de la segunda derivada de la ecuación se obtiene y'' , que proporciona un valor para la curvatura. H (desnivel), es el desnivel total, medido a partir de la función polinómica de segundo orden. Es medido como la diferencia entre el extremo superior de la zona de aludes a la intercepción con y hasta el punto mínimo en la función polinómica, donde $y'=0$. En general, se asume que dada la proximidad con el desnivel real de la zona de alud, ambos valores son asimilables (McClung y Lied, 1987).

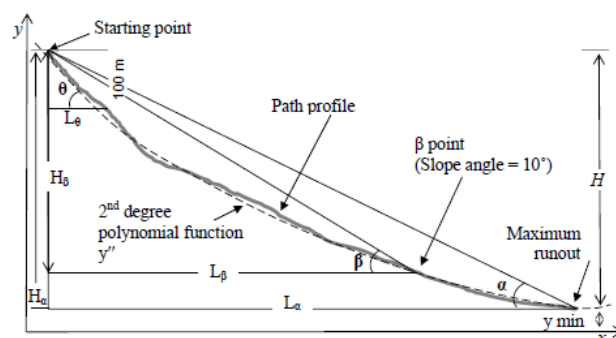


Figura 2. esquema de los parámetros básicos del modelo α - β (Delparte et al., 2008).

Bakkehoi et al. (1983) encuentran que los parámetros que mejor predicen la distancia de alcance son β e H_α , además de y'' y θ . A pesar de ello, estos autores demuestran que β es el mejor predictor y que el análisis de regresión múltiple no implica una mejora significativa respecto al modelo basado únicamente en β .

Además de los parámetros citados, se obtuvieron otros parámetros que se consideró que también podían tener influencia en la distancia de alcance como la forma longitudinal del perfil del terreno (PT; ver apartado siguiente), el área de la zona de salida del alud (Azs), el área de la masa forestal devastada (Afo), la orientación de la zona de salida del alud (Ozs), la canalización de la avalancha (Can) y la zona climática a la cual pertenecen los aludes (Cli).

En la Tabla 1 se listan los valores de la estadística descriptiva de los 82 aludes.

Variable	N	Media	D. estándar	Mínimo	Máximo	R ²	p
α (°)	82	25,2	3,5	18,5	34,0	-	-
β (°)	65	26,9	3,8	19,7	36,1	0,765	0,000
θ (°)	82	34,2	4,0	25,3	43,1	0,069	0,017
y'' (m ⁻¹)	82	0,0003	0,0002	0,0000	0,0008	0,060	0,026
H_α (m)	82	872	287	300	1665	0,001	0,760
L_α (m)	82	1888	683	541	3562	0,169	0,000
PT (ordinal)	82	1,9	0,7	1	4	0,014	0,287
Azs (Ha)	82	6,17	5,67	0,38	24,68	0,050	0,044
Afo (Ha)	16	3,84	3,78	0,32	15,12	0,038	0,471
Ozs (°)	82	201,4	101	2	360	0,042	0,063
Can (ordinal)	80	2,9	1,2	1	4	0,043	0,065
Cli (ordinal)	82	1,8	0,7	1	3	0,001	0,732

Tabla 1. Estadística descriptiva de los principales parámetros topográficos y morfométricos considerados, y correlación entre la variable respuesta α y las variables predictoras usadas para desarrollar el modelo α - β .

5. APLICACIÓN DEL MODELO α - β

Dado el limitado conjunto de datos, en primera fase se construye un modelo general. Para ello, se separan los eventos que no alcanzan el punto β , 19, quedando un conjunto de 63 eventos. Seleccionamos 10 aludes del conjunto de datos (el 15%) y los separamos para aplicar después el modelo y comprobar la fiabilidad del mismo. El criterio de selección de estos 10 aludes es su representatividad geográfica y climática.

A partir de los 53 aludes restantes, se obtiene la ecuación de regresión α - β con un considerable ajuste:

$$\alpha = 0,85\beta + 2,10^\circ \quad R^2 = 0,76 \quad S = 1,87^\circ \quad N = 53 \quad (1)$$

Si aplicamos el modelo a las 10 zonas de aludes seleccionadas observamos como todos los valores obtenidos se encuentran dentro del intervalo de confianza del 95% (Figura 3, círculos rojos), lo cual indica un ajuste satisfactorio del modelo.

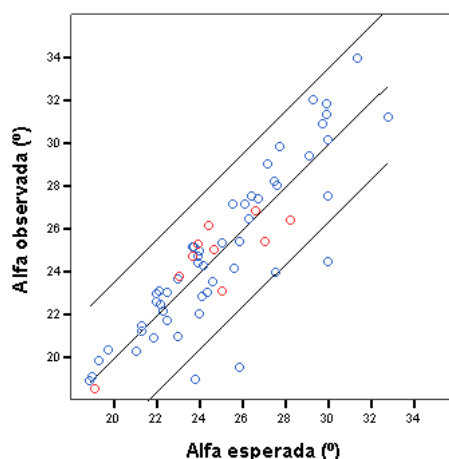


Figura 3. Gráfica que muestra los valores observados respecto los obtenidos de la función de regresión 1 del ángulo α . Las líneas externas indican las bandas de confianza del 95%. Puntos azules: valores utilizados para construir el modelo; puntos rojos: valores guardados para testar el modelo.

Si aplicamos la ecuación general obtenida por Furdada y Vilaplana (1998; $\alpha = 0,97\beta - 1,20^\circ$ $R^2 = 0,87$ $S = 1,74^\circ$ $N = 216$) obtenemos, para los 10 aludes seleccionados, que los ángulos α calculados son entre $0,47^\circ$ superiores y $0,84^\circ$ inferiores, con un promedio de $0,05^\circ$ inferior. Ello supone diferencias que pueden llegar a los 90 m de distancia de llegada en el plano horizontal. Furdada (1996) considera que posiblemente los resultados que obtiene a partir de las ecuaciones del modelo sean infravalorados dada la incertidumbre que existe alrededor del período de retorno de los eventos de la muestra. Los resultados obtenidos a partir del modelo

obtenido en el presente trabajo indican que los resultados de ambos modelos se encuentran en el mismo rango de magnitud y siempre dentro del rango de la desviación estándar. Ello indica que el conjunto de datos utilizado por Furdada (1996), se encontraría en el rango de T100 (período de retorno de los eventos utilizados en el presente trabajo), más que en el rango de aludes extremos, de $T > 100$.

En la base de datos se dispone de un reducido grupo de eventos (6 aludes) a los cuales se les ha atribuido un período de retorno mayor a 100 años. Se trata de casos identificados a partir de documentación histórica, ocurridos entre los siglos XV y XIX. No es un conjunto de datos suficientemente representativo para el tratamiento estadístico, pero se obtiene un ajuste muy alto y el resultado permite disponer de una referencia de las distancias de alcance correspondientes a aludes extremos. La ecuación que obtenemos es:

$$\alpha = 0,85\beta + 1,75^\circ \quad R^2 = 0,90 \quad S = 1,17^\circ \quad N = 6 \quad (2)$$

En este caso, el alcance de los aludes es mayor, con valores, respecto a los obtenidos por Furdada y Vilaplana (1998), entre $0,55^\circ$ superiores y $0,73^\circ$ inferiores, y con un valor medio de $0,22^\circ$ inferior, de tal manera que, en general, el alcance es mayor, y $0,27^\circ$ inferiores de valor medio respecto al resultado obtenido en el presente trabajo para T100.

Por lo que respecta al resto de variables analizadas, observamos que, a pesar de que hay significación (p) en algunas variables, los bajos valores del coeficiente de determinación R^2 nos impiden definir una correlación con α (Tabla 1). Dado el bajo ajuste, se ha realizado un análisis de variables de forma categórica para así homogeneizar los eventos del conjunto de datos. En la Figura 4 se muestran, de forma gráfica, las variables que, clasificadas, presentan mayores diferencias en los valores de α medios. Las clases se han definido a modo de mostrar la mayor diferencia entre ellas y, a la vez, estar soportadas por un número significativo de valores.

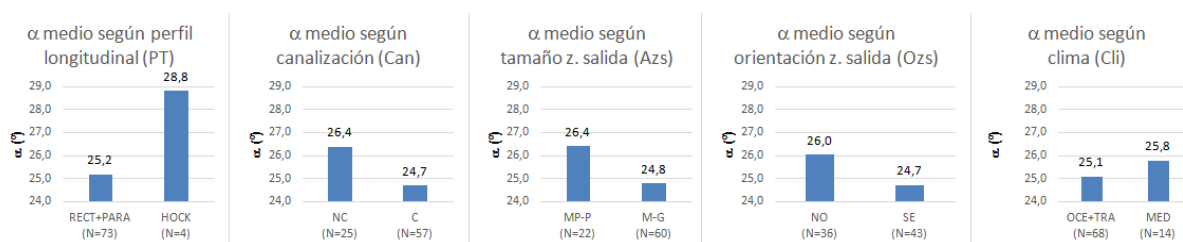


Figura 4. Valores medios de α asociados a las variables categorizadas según las clases que presentan las diferencias más significativas (de mayor a menor diferencia según variable).

El perfil del terreno (PT) se ha clasificado en rectilíneo (RECT), cóncavo parabólico (PARA), y con forma de palo de hockey o ruptura brusca (HOCK; Furdada y Vilaplana, 1998; Jones y Jamieson, 2004). Según esta clasificación, observamos que los perfiles en forma de palo de hockey tienen valores mucho mayores de α que en perfiles rectilíneos y parabólicos, con ángulos más próximos, razón por la cual se han unido en un mismo grupo.

El confinamiento de la zona de alud (Can) se ha clasificado en función de cómo está configurada en la zona de transición trayecto – llegada. A partir de aquí se han obtenido 4 clases: no canalizada – no canalizada (NC-NC), no canalizada – canalizada (NC-C), canalizada – no canalizada (C-NC), y canalizada – canalizada (C-C). Dado que tanto los aludes que tienen una zona de trayecto canalizada como los que la tienen no canalizada tienen valores medios de α muy próximos independientemente del confinamiento en la zona de llegada, las cuatro clases iniciales se han agrupado según el confinamiento del alud en la zona de trayecto. Así se obtiene la clase NC, no confinado (NC-NC, NC-C), y la clase C, confinado (C-NC, C-C). Observamos cómo cuando el flujo no está confinado, mayor es el valor del ángulo α y, por lo tanto, menor es el alcance. En cambio, cuanto está confinado, menor es el ángulo y, por lo tanto, mayor es el alcance.

Para el tamaño de la zona de salida (Azs) se ha considerado el área estimada de la zona de salida (en el plano horizontal) de cada uno de los aludes del conjunto de datos. En un inicio se clasificaron en muy pequeñas (MP; $<5.000 \text{ m}^2$), pequeñas (P; $5.000\text{-}25.000 \text{ m}^2$), medianas (M; $25.000\text{-}60.000 \text{ m}^2$) y grandes (G; $>60.000 \text{ m}^2$; clases basadas en SLF, 2013). Las diferencias más significativas las encontramos si agrupamos las muy pequeñas con las pequeñas, y las medianas con las grandes. Los aludes de tamaño medio y grande tienen ángulo α menor y, por lo tanto, llegan más lejos.

En relación a la orientación de la zona de salida (Ozs), observamos que las diferencias mayores las encontramos cuando clasificamos los aludes orientados al noroeste (NO; $225\text{-}45^\circ$) respecto a los orientados al sureste (SE; $45\text{-}225^\circ$). Los aludes con zona de salida orientada al sureste tienen un ángulo α más bajo y, por lo tanto, llegan más lejos.

En relación a la zona climática donde se encuentran (Cli), hemos clasificado los aludes según las principales divisiones climáticas establecidas, Oceánico (OCE), Transición (TRA) y Mediterráneo (MED). Observamos como los aludes que han tenido lugar en clima Oceánico y de Transición tienen un ángulo α menor, y, por lo tanto, un mayor alcance que los aludes en clima mediterráneo.

Por lo tanto, observamos que los parámetros que influyen sobre el valor del ángulo α son (por orden de peso): (i) perfil longitudinal (PT), (ii) canalización (Can), (iii) tamaño de la zona de salida (Azs), (iv) orientación de la zona de salida (Ozs) y (v) clima (Cli).

El conjunto de datos no es suficientemente grande para obtener una ecuación para todas las combinaciones posibles de los parámetros anteriores, pero a modo de ejemplo, se aportan las ecuaciones correspondientes a las clases que presentan mayores diferencias entre ellas en relación a α (Tabla 2).

Variable	Clase	Ecuación	R ²	S	N
PT	RECT+PARA	$\alpha=0,86 \beta +1,69^\circ$	0,78	1,73°	54
	HOCK	$\alpha=0,62 \beta +9,59^\circ$	0,99	0,06°	4
Can	NC (NC-NC+NC-C)	$\alpha=0,94 \beta +0,16^\circ$	0,85	1,41°	20
	C (C-NC+C-C)	$\alpha=0,79 \beta +3,33^\circ$	0,73	1,94°	43
Azs	MP+P	$\alpha=0,85\beta+2,39^\circ$	0,75	2,22°	14
	M+G	$\alpha=0,84 \beta +2,23^\circ$	0,76	1,72°	51
Ozs	NO	$\alpha=0,94 \beta -0,13^\circ$	0,76	1,48°	23
	SE	$\alpha=0,80 \beta +3,10^\circ$	0,77	1,94°	40
Cli	OCE+TRA	$\alpha=0,82 \beta +2,84^\circ$	0,75	1,78°	55
	MED	$\alpha=0,90 \beta +0,44^\circ$	0,83	1,99°	8

Tabla 2. Modelos ajustados a las características morfométricas y geográficas de las zonas de aludes.

En relación a los aludes que no superan al punto β , en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se listan los valores obtenidos para estos. En comparación con los valores de la Tabla 1, no se observan diferencias significativas en θ , y'' , $H\alpha$ y $L\alpha$. Dominan las zonas de aludes con perfil rectilíneo o cóncavo, con zona de salida orientada principalmente al N y O, en general canalizadas, y tienen lugar en las zonas climáticas de transición y mediterránea principalmente. El tamaño medio de las zonas de salida es significativamente más pequeño que en los que superan a β . Por lo tanto, el tamaño, la orientación de la zona de salida y la zona climática son las variables que presentan mayores diferencias respecto al conjunto de aludes que sí superan β (Tabla 1) y que, por lo tanto, mejor explican que los aludes no lleguen a β .

Variable	N	Media	D. estándar	Mínimo	Máximo
α (°)	19	26,5	2,6	22,1	33,0
θ (°)	19	33,4	2,5	29,2	39,6
y'' (m ⁻¹)	19	0,0003	0,0001	0,0001	0,0006
$H\alpha$ (m)	19	808	298,8	300	1289
$L\alpha$ (m)	19	1643	647	541	2840
PT (ordinal)	19	1,7	0,5	1	2
Azs (Ha)	19	3,46	3,38	0,38	11,52
Afo (Ha)	8	2,01	1,44	0,32	3,66
Ozs (°)	19	271	85	54	360
Can (ordinal)	19	3,3	1,2	1	4
Cli (ordinal)	19	2,2	0,7	1	3

Tabla 3. Estadística descriptiva de los principales parámetros topográficos y morfométricos de los aludes que no superan el punto β .

En consecuencia, el alud característico que no llega a β es un alud de pequeño tamaño orientado al NO y se sitúa en las zonas climáticas de transición y mediterránea. Dada la menor frecuencia

de afectación de episodios de aludes mayores en la zona de transición y de influencia mediterránea, así como la menor frecuencia de episodios provocados por masas de aire provenientes del S, en las laderas orientadas al N de estas zonas es posible que los aludes de T100 no reúnan las condiciones para que puedan superar al punto β . En todo caso, se trata de una hipótesis que sería necesario disponer de más datos para poderla corroborar.

6. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha obtenido una ecuación general del modelo de regresión α - β a partir de 53 aludes de período de retorno alrededor de los 100 años. El resultado se encuentra próximo al rango del modelo obtenido por Furdada y Vilaplana (1998). Ello indica que el conjunto de datos utilizado por estos autores correspondería a un período de retorno similar. En este sentido, el presente trabajo permite una mayor aproximación al conocimiento del período de retorno de los aludes simulados con el modelo obtenido.

Del conjunto de parámetros analizados, se observa que la forma del perfil longitudinal terreno, el confinamiento de la zona de alud, y el tamaño de la zona de salida, son los factores que influyen más en la distancia de alcance. Ello nos permite clasificar las zonas de aludes en grupos homogéneos y obtener ecuaciones específicas para cada caso. El limitado conjunto de datos no permite obtener las ecuaciones correspondientes a las combinaciones entre las distintas variables.

El análisis de los aludes que no alcanzan el punto β pone de manifiesto que la principal diferencia respecto a los que sí lo alcanzan es su menor tamaño, una mayor ocurrencia en laderas NO, y el hecho de que se producen en las zonas de transición y mediterránea. Se trata de zonas con menor frecuencia de ocurrencia de episodios mayores. Por lo tanto, es posible que en estas zonas los aludes de T100 en algunos casos no sean capaces de alcanzar el punto β , como si lo hacen en la mayoría de zonas de aludes.

REFERENCIAS

- Bakkehoi, S., Domaas, U., Lied, K. (1983) "Calculation of snow avalanche runout distance." *Annals of Glaciology*, V4, p24-29.
- Delparte, D., Jamieson, B., Waters, N. (2008). Statistical runout modeling of snow avalanches using GIS in Glacier National Park, Canada. *Cold Regions Science and Technology* 54. 183-192.
- Fujisawa, K., Tsunaki, R., Kamiishi, I., 1993. Estimating snow avalanche runout distances from topographic data. *Annals of Glaciology*, 18: 239-244.
- Furdada, G. 1996. *Estudi de les allaus al Pirineu occidental de Catalunya: Predicció espacial i aplicacions de la Cartografia*. Geoforma Ediciones. Serie Monografías Científicas. Logroño. 315 p. and 3 maps.
- Furdada, G., Vilaplana, J.M. 1998. Statistical prediction of maximum avalanche run-out distances from

- topographic data in the western Catalan Pyrenees (northeast Spain). *Annals of Glaciology* 26: 285-288.
- García, C., Martí, G., García, A., Muntán, E., Oller, P., Esteban, P., 2007. Weather and snowpack conditions of major avalanches in the Eastern Pyrenees. *Proceedings of the Alpine&Snow Workshop: Forschungsbericht*, 53, pp. 49–56.
- García, C., Peña, J. C., Martí, G., Oller, P., Martínez, P. (2010). WeMOI and NAOi influence on major avalanche activity in the Eastern Pyrenees. *Cold Regions Science and Technology* 64 (2010) 137–145.
- Johannesson, T., 1998. Icelandic avalanche runout models compared with topographic models used in other countries. In: E. Hestnes (Editor), *Proceedings of the Anniversary Conference 25 Years of Snow Avalanche Research*, Voss, 12-16 May 1998. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, pp. 43-52.
- Jones, A.S.T., Jamieson, B., 2004. Statistical avalanche runout estimation for short slopes. *Annals of Glaciology*, 38: 363-372.
- Lied, K., 1998. Snow avalanche experience through 25 years at NGI. In: E. Hestnes (Editor), *Proceedings of the Anniversary Conference 25 Years of Snow Avalanche Research*, Voss, 12-16 May 1998. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, pp. 7-14.
- Lied, K., Bakkehoi, S. (1980) "Empirical calculations of snow-avalanche run-out distance based on topographic parameters." *Journal of Glaciology*, V26, p165-178.
- Lied, K., Weiler, S., Bakkehoi, S., Hopf, J., 1995. Calculation methods for avalanche run-out distance for the Austrian Alps. *The contribution of scientific research to safety with snow, ice and avalanche.*, ANENA, Grenoble, France, pp. 63-68.
- Lied, K., Toppe, R., 1989. Calculation of maximum snow-avalanche runout distance by use of digital terrain models. *Annals of Glaciology*, 13: 164-169.
- McClung, D.M., Mears, A.I., Schaerer, P.A. (1989) "Extreme Avalanche Run-Out: Data From Four Mountain Ranges." *Annals of Glaciology*, V13, p180-184)
- McClung, D., Lied, K., 1987. Statistical and geometric definition of snow avalanche runout. *Cold Regions Science and Technology*, 13: 107-119.
- Mears, A.I. (1992) *Snow-avalanche hazard analysis for land use planning and engineering*. Colorado Geological Survey, Denver
- Muntán, E., Garcia, C., Oller, P., Marti, G., Garcia, A., Gutierrez, E., 2009. Reconstructing snow avalanches in the Southeastern Pyrenees. *Natural Hazards and Earth System Science* 9, 1599–1612.
- Oller, P.; Marturià, J.; González, J.C.; Escriptu, J.; Martínez, P (2005): El servidor de datos de aludes de Cataluña, una herramienta de ayuda a la planificación territorial. In proceedings of: *VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Valencia, 21-24 de Junio de 2005. E. P. 905-916.
- Oller, P., Muntán, E., Marturià, J., García, C., García, A., Martínez, P. (2006). The avalanche data in the Catalan Pyrenees. 20 years of avalanche mapping. *Proceedings of the 2006 International Snow Science Workshop*, Telluride, Colorado. Pp 305-313.
- Oller, P., Muntán, E., García-Sellés, C., Furdada, G., Baeza, C., Angulo, C., (2015). Characterizing major avalanche episodes in space and time in the twentieth and early twenty-first centuries in the Catalan Pyrenees. *Cold Regions Science and Technology* 110:129-148
- Schaerer, P. (1986): Winter weather. Weather patterns for major avalanches. *The Avalanche Review*, Vol. 4, No. 3.
- Sinickas, A., Jamieson, B. (2014). Comparing methods for estimating β points for use in statistical snow avalanche runout models. *Cold Regions Science and Technology* 104–105 (2014) 23–32.
- SLF (2013). *RAMMS. Rapid Mass Movements Simulation*. User Manual v1.5. Avalanche.

ANÁLISIS DE LA DEGRADABILIDAD DE LAS ROCAS DETRÍTICAS ARCILLOSAS. APROXIMACIÓN MEDIANTE MUESTRAS ARTIFICIALES DE COMPOSICIÓN CONOCIDA

Joan MARTINEZ-BOFILL^{1,2}, Anna GAYA¹, Albert SOLER³

¹ GEOMAR Enginyeria del Terreny SLP, Barcelona

² Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, BarcelonaTECH UPC

³ Facultad de Ciencias de la Tierra. Universitat de Barcelona

RESUMEN

Este estudio se centra en la influencia de la composición mineralógica y petrográfica en la degradabilidad de los materiales sedimentarios detríticos arcillosos. Los componentes principales de las rocas detríticas de grano fino son tres: una fracción detrítica arenosa, una matriz fina de limo y arcilla y una fracción cemento, responsable de dar consistencia a la roca. Se utilizan datos de muestras artificiales fabricadas en laboratorio, con composiciones conocidas de arcilla, arena y cemento, que equivalen a la composición de una roca detrítica, para estudiar su comportamiento resistente y su durabilidad. Estos resultados se contrastan con la clasificación textural de las rocas detríticas arcillosas obtenida a partir de muestras naturales procedentes de diversos proyectos de investigación. Los primeros resultados obtenidos en el análisis de estas muestras son concordantes con la clasificación textural, y confirman la importancia de la composición mineralógica y petrográfica en la durabilidad de los materiales.

1. INTRODUCCIÓN

Las rocas arcillosas son uno de los tipos más comunes de rocas sedimentarias (Blatt 1982). Estas rocas recién excavadas en obra pueden presentar características próximas a una roca dura, pero una vez expuestas a los agentes meteóricos, sus propiedades se pueden ver modificadas con el tiempo, produciendo cambios estructurales, texturales y mineralógicos (Lienhart 1988, Erguler and Shakoor 2009). Estos cambios pueden afectar a su comportamiento y a la estabilidad de los taludes excavados, generando costes de mantenimiento y comprometiendo la seguridad de las infraestructuras.

Los componentes principales de las rocas detríticas de grano fino son tres: una fracción detrítica arenosa, una matriz fina de limo y arcilla y una fracción cemento, responsable de dar consistencia a la roca. Sin embargo, los sistemas de clasificación geológica tradicionales no suelen considerar la presencia de cemento, ya que éste es posterior al proceso de sedimentación y por tanto no tienen interés genético para los petrólogos.

Martínez-Bofill (2011) y Corominas et al. (2015) han propuesto un sistema de clasificación petrográfica y textural que incorpora la presencia del cemento, respeta las nomenclaturas aprobadas internacionalmente en la clasificación de rocas detríticas e incorpora también una aproximación al comportamiento de los materiales respecto a su durabilidad cuando están expuestos en desmontes (Figura 1).

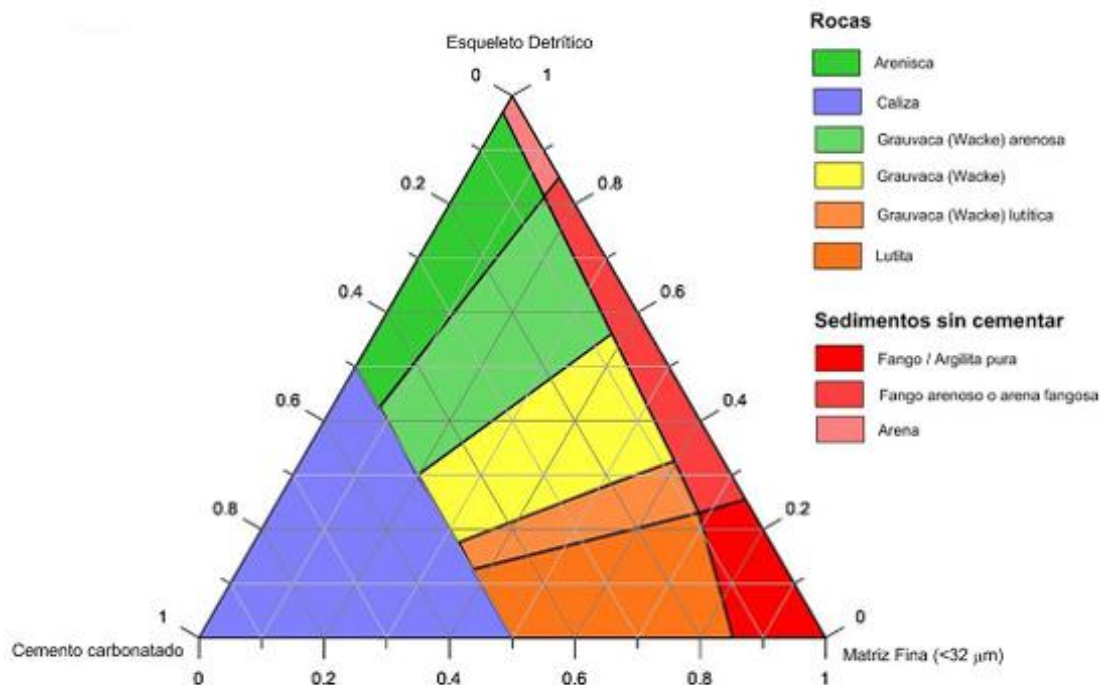


Figura 1. Clasificación textural de las rocas detríticas arcillosas propuesta por Martínez-Bofill (2011) y Corominas et al. (2014)

Este sistema de clasificación debe ser validado ya que presenta algunas incertidumbres, debidas a la dificultad de disponer de muestras representativas de todas las proporciones posibles entre los tres componentes principales (arena, arcilla y cemento), así como a la dificultad de estimar el contenido de cemento carbonatado, en muestras reales que suelen contener también carbonatos como esqueleto detrítico.

El objetivo de este trabajo es validar el sistema de clasificación de las rocas arcillosas propuesto por Corominas et al. (2015) y determinar el papel que juegan los tres componentes principales de las rocas detríticas arcillosas en la resistencia y durabilidad de estas rocas. Para ello, la metodología se ha basado en preparar muestras de rocas artificiales con diferentes proporciones de arena, arcilla y cemento, las cuales han sido ensayadas para determinar su resistencia y durabilidad.

2. METODOLOGIA

La metodología de trabajo se divide en tres fases: una primera fase que consiste en la fabricación de muestras artificiales con composición equivalente a las rocas detríticas arcillosas. Una segunda fase donde se realizan pruebas de durabilidad de las muestras obtenidas, mediante el ensayo Slake Durability Test (SDT). Y una tercera fase que consiste en realizar ensayos de las propiedades mecánicas de las muestras obtenidas, mediante los ensayos de resistencia a compresión simple y resistencia a flexión.

2.1. Primera fase. Fabricación de muestras de composición conocida:

Para la preparación de muestras artificiales con composición conocida, se han utilizado los tres componentes principales de las rocas detríticas arcillosas: arena, arcilla y cemento. Las muestras se han preparado siguiendo el procedimiento de laboratorio habitual para la preparación de probetas de mortero (UNE-EN 1015-2:1999/A1:2007), en un set de 3 moldes de dimensiones 40 x 40 x 160 mm para cada muestra. Se ha utilizado cemento portland del tipo II, según la Norma UNE-EN 197-1 (2000) corresponde a la designación CEM II.

La arena utilizada es arena lavada comercial, de granulometría controlada de 0 a 2 mm y composición mayoritariamente silícea. Se ha estudiado la composición de la fracción arena, mediante la preparación de una lámina delgada de una muestra representativa de la arena utilizada para la preparación de las probetas, para su análisis petrográfico mediante microscopía óptica de luz polarizada transmitida. La proporción de los componentes principales de la fracción arena es de un 75% de granos de cuarzo, un 15% de fragmentos líticos representados por rocas metamórficas, esquistos, pizarras y algunas rocas carbonáticas y un 10% de feldspato potásico. En general, la muestra presenta una textura granular moderadamente clasificada, con tamaño de grano entre 100-150 μm , aunque algunos fragmentos pueden llegar a alcanzar las 300 μm de tamaño. Se clasifica como una arena lítica.

La arcilla utilizada es una arcilla comercial. Se ha analizado mediante difracción de rayos X

para conocer su composición mineralógica exacta, a partir de la técnica de agregados orientados. Para ello se han preparado 3 submuestras, una en condiciones normales, una con saturación en atmosfera de etileno-glicol y una con tratamiento térmico a 550°C. El procedimiento utilizado para la preparación de la muestra ha sido el recomendado por el USGS (Poppe, 2001). El equipo utilizado para el análisis ha sido un difractómetro de tipo Bragg-Brentano $\theta/2\theta$, con un ánodo de cobre $\lambda (k\alpha) = 1.5418 \text{ \AA}$ y una potencia de trabajo de 45Kv – 40mA. El análisis muestra que la composición mineralógica de la arcilla utilizada está constituida por illita-moscovita, clorita y/o caolinita y en menor proporción montmorillonita, cuarzo y dolomita.

Se han preparado 32 muestras de rocas artificiales mezclando distintas proporciones de arena, arcilla y cemento, de tal forma que se cubran todos los campos composicionales de este tipo de rocas. En el diagrama de la Figura 2 y en la Tabla 1 se representan las distintas composiciones y proporciones de las muestras preparadas.

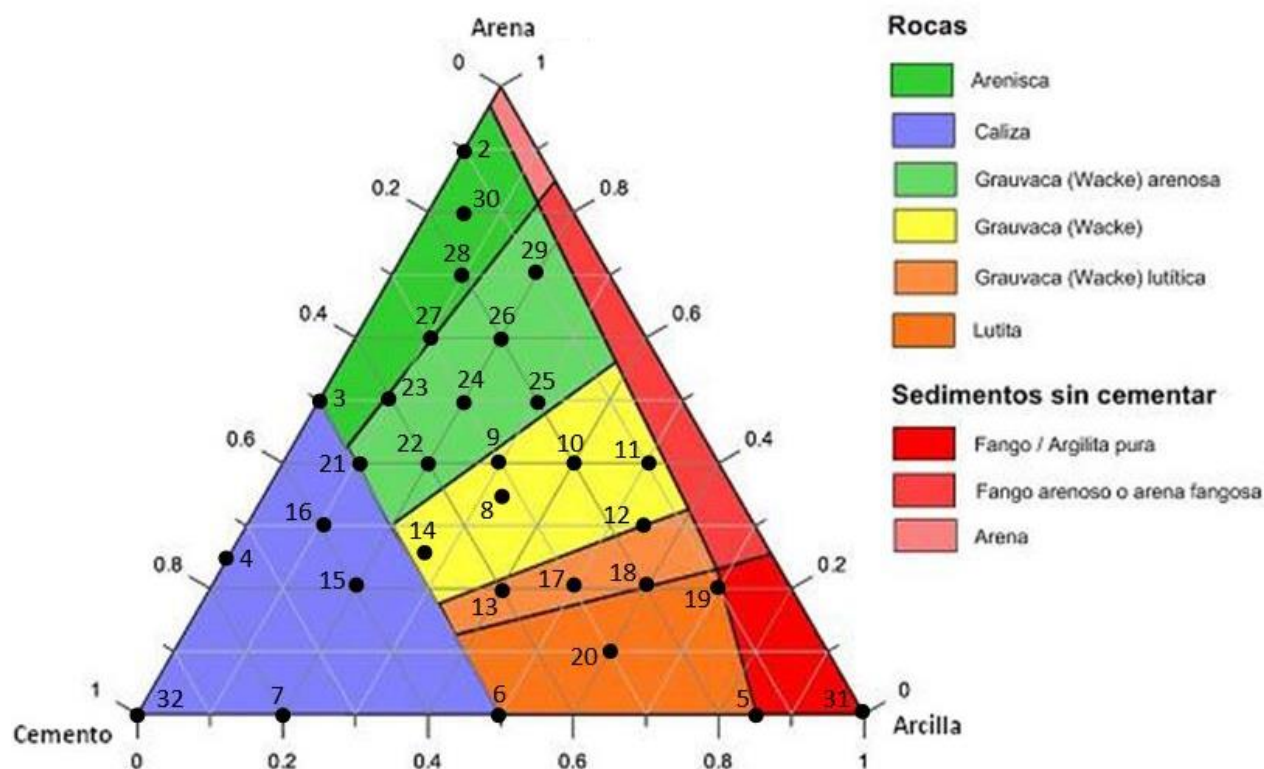


Figura 2. Clasificación textural de las rocas arcillosas. Los números indican la localización de todas las probetas preparadas en el laboratorio.

COMPONENTES	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11
Arena	100%	90%	50%	25%	0%	0%	0%	33,3%	40%	40%	40%
Cemento	0%	10%	50%	75%	15%	50%	80%	33,3%	30%	20%	10%
Arcilla	0%	0%	0%	0%	85%	50%	20%	33,3%	30%	40%	50%
	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21	P22
Arena	30%	20%	25%	20%	30%	20%	20%	20%	10%	40%	40%
Cemento	15%	40%	49%	60%	60%	30%	20%	10%	30%	50%	40%
Arcilla	55%	40%	26%	20%	10%	50%	60%	70%	60%	10%	20%
	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32	-
Arena	50%	50%	50%	60%	60%	70%	70%	80%	0%	0%	
Cemento	40%	30%	20%	20%	30%	20%	10%	15%	0%	100%	
Arcilla	10%	20%	30%	20%	10%	10%	20%	5%	100%	0%	

Tabla 1. Proporciones (en %) de cada componente principal de las muestras fabricadas en el laboratorio.

2.2. Segunda fase. Caracterización de la durabilidad:

En la segunda fase, se caracteriza la durabilidad de las muestras preparadas mediante el ensayo Slake Durability Test (SDT) de acuerdo a la norma ASTM D4644 (1987) y en la ISRM (1979 y 1989). En el estado español la norma de referencia es la NLT-251/91. El SDT es el ensayo de referencia aceptado por la International Society for Rock Mechanics para medir la durabilidad al desmoronamiento de las rocas de grano fino es el SDT. La principal discusión en el uso del SDT recae en el número de ciclos de ensayo. Diversos autores indican que la realización de 2 únicos ciclos de ensayo no ofrece suficientes garantías para valorar la durabilidad de las rocas blandas. De esta forma, Taylor (1988) recomienda la realización de tres ciclos para clasificar las lutitas y cinco ciclos para las lutitas más endurecidas. Dick & Shakoor (1997) y Goodman (1993) proponen llevar a cabo entre 2 y 5 ciclos en función de la composición de las muestras y en especial del porcentaje de minerales expansivos. En este caso se han realizado 5 ciclos de ensayo.

Básicamente el ensayo consiste en medir la pérdida de material cuando se somete a diferentes ciclos de ensayo. En nuestro caso, cada muestra consiste en 10 fragmentos de morfología cúbica con una masa de entre 40 y 60 g, obtenidos a partir del serrado con sierra refrigerada por agua, de las probetas prismáticas preparadas. Cada ciclo consiste en hacer girar el tambor axialmente durante 10 minutos a una velocidad de 20 r.p.m. Se ha realizado cinco ciclos de ensayo para cada muestra.

2.3. Tercera fase. Resistencia a la flexión y compresión

En la tercera fase se realizan ensayos de resistencia a flexión y a compresión simple sobre las probetas prismáticas de 40 x 40 x 160 mm preparadas, para intentar relacionar los valores de resistencia con la composición mineralógica y con su durabilidad. Las muestras han sido ensayadas de acuerdo a la norma UNE-EN 196-1 (2005). En primer lugar se ha llevado el ensayo de resistencia a la flexión. Una vez realizado, se han ensayado a compresión los semiprismas resultantes del ensayo la resistencia a flexión.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos en el ensayo SDT, así como en resistencia a flexión y a compresión se muestran en la tabla 2.

MUESTRAS	SLAKE DURABILITY TEST SDT		RESISTENCIA A FLEXIÓN	RESISTENCIA A COMPRESIÓN
	Id 2 (%)	Id 5 (%)	(MPa)	(MPa)
P1	0.0	0.0	0	0
P2	0.4	0.0	0.29	0.46
P3	99.3	94.6	6.26	25.28
P4	99.2	97.2	1.28	44.79
P5	20.6	8.6	0.28	0.96
P6	95.8	91.5	1.66	9.25
P7	91.5	90.8	2.60	24.56
P8	93.5	85.4	1.48	5.38
P9	92.7	84.9	1.68	6.38
P10	71.8	47.1	0.59	2.32
P11	27.7	7.1	0.36	1.00
P12	51.2	17.6	0.44	1.05
P13	94.8	86.4	2.17	6.09
P14	97.7	94.1	2.51	10.50
P15	99.2	97.4	4.67	18.54
P16	99.1	98.7	6.68	21.23
P17	96.9	73.5	1.68	2.06
P18	78.4	31.3	1.46	1.36
P19	32.8	10.3	1.30	0.71
P20	90.7	76.2	1.74	1.95
P21	98.7	97.9	4.99	17.79
P22	97.0	93.3	3.57	14.34
P23	98.1	96.7	5.09	14.55
P24	93.7	86.3	3.25	10.22
P25	77.8	54.4	2.03	0.61
P26	82.4	66.2	2.40	4.12
P27	96.8	93.5	4.10	13.17
P28	81.9	73.4	2.84	8.09
P29	27.7	5.7	1.53	0.64
P30	77.1	53.3	2.24	4.96
P31	0.3	0.0	2.21	3.27

P32	98.1	97.8	3.21	22.78
------------	------	------	------	-------

Tabla 2. Resultados de los ensayos de durabilidad SDT para el segundo y quinto ciclo de ensayo, y de resistencia a flexión y resistencia a compresión.

En el análisis del comportamiento de las muestras en rotura a flexión, los resultados obtenidos son dispersos y no permiten afirmar que haya un condicionante litológico que gobierne el comportamiento. Tan solo el contenido en arcillas, para proporciones superiores al 60% parece disminuir la resistencia de las muestras (Figura 4).

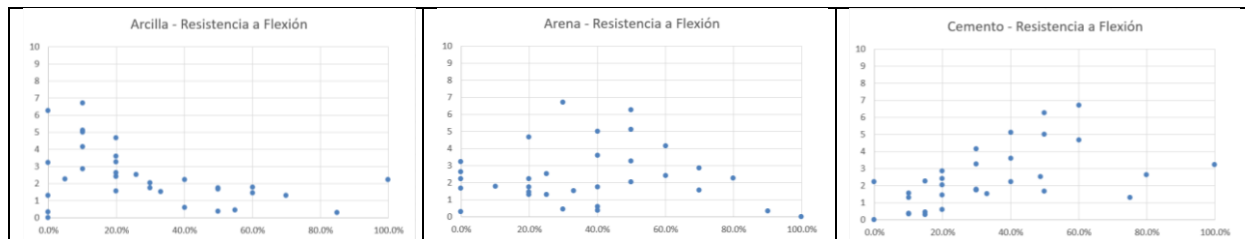


Figura 4. Relación entre la resistencia a la flexión de las muestras (eje de ordenadas) y en abscisas el contenido en arcilla (izquierda), arena (centro) y cemento (derecha).

En el análisis del comportamiento de las muestras en rotura a compresión, se observa que para contenidos elevados en arcillas, la tendencia general es que la resistencia disminuye. Por el contrario, a medida que el contenido en cemento aumenta, también aumenta la resistencia. La fracción arena por sí misma no parece influir, y se obtienen resultados dispersos (Figura 5).

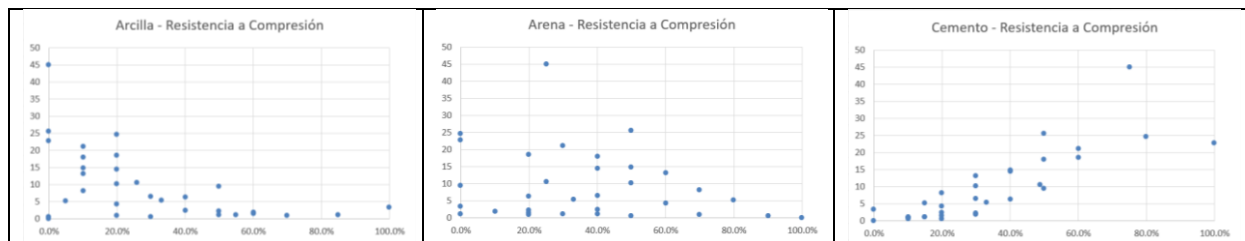


Figura 5. Relación entre la resistencia a la compresión de las muestras (eje de ordenadas) y en abscisas el contenido en arcilla (izquierda), arena (centro) y cemento (derecha).

A partir del análisis de los resultados obtenidos se observa que ni el contenido en arcilla ni el contenido en arena permiten explicar por sí mismos la durabilidad de los materiales. Para contenidos superiores al 70% de arcilla los valores de durabilidad obtenidos son muy bajos, por debajo de 25. Se observa que el contenido en cemento tiene una influencia directa en la durabilidad y, para contenidos superiores al 20% de cemento, la durabilidad aumenta rápidamente. Para contenidos entre el 40 hasta el 100% de cemento no se observan diferencias notables (Figura 6).

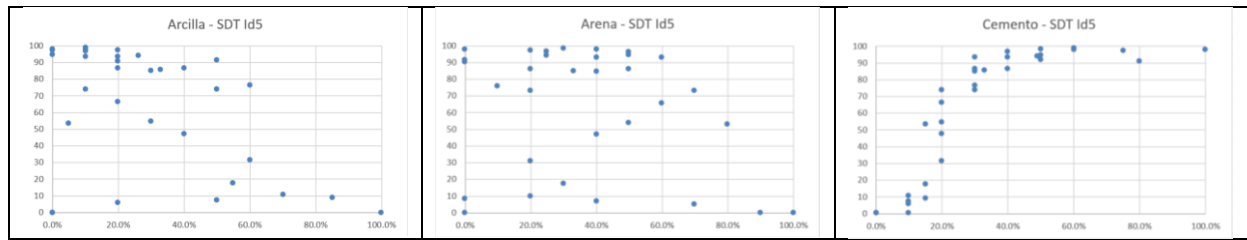


Figura 7. Relación entre la durabilidad de las muestras para el quinto ciclo de SDT (eje de ordenadas) y en abscisas el contenido en arcilla (izquierda), arena (centro) y cemento (derecha).

Se han representado los datos de durabilidad en la clasificación textural de las rocas arcillosas (Figura 8). Esta clasificación se ha elaborado a partir del análisis de la durabilidad en SDT y el comportamiento a largo plazo de numerosos taludes excavados en diferentes formaciones arcillosas detríticas en Catalunya y el País Vasco (Martinez-Bofill, 2011 y Corominas et al. 2015).

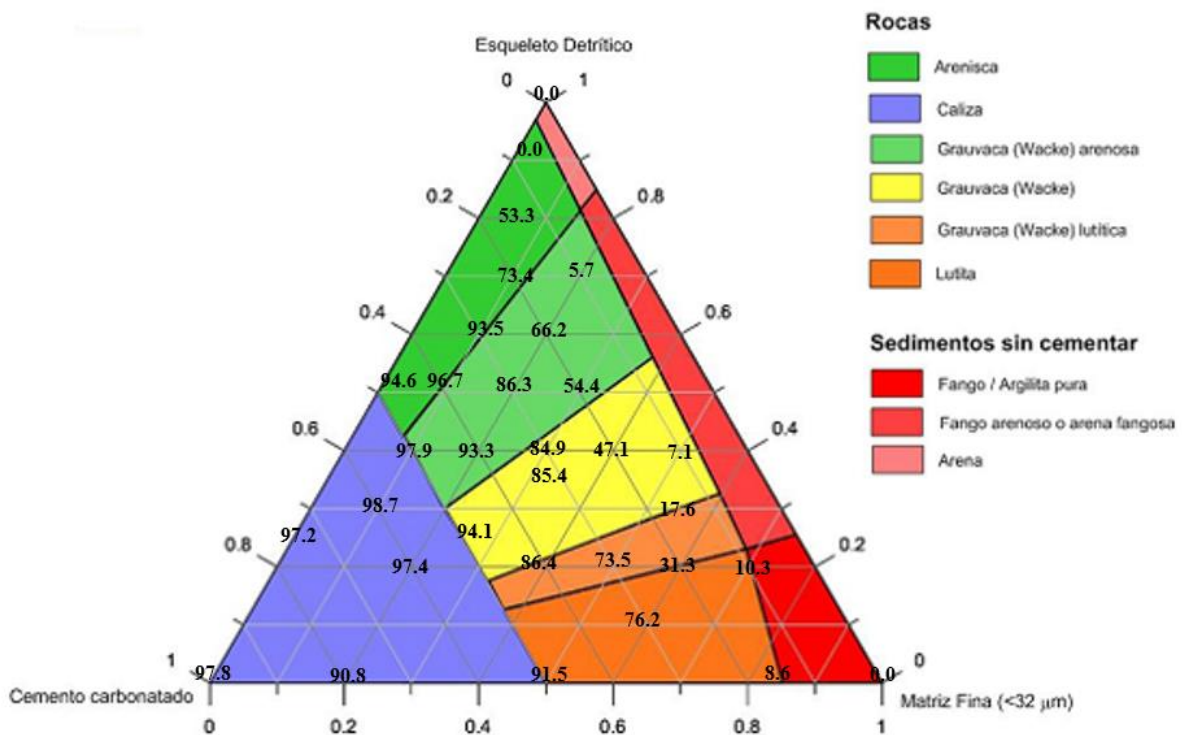


Figura 8. Clasificación textural de las rocas arcillosas. Los números indican el valor de durabilidad para el quinto ciclo del ensayo de durabilidad SDT.

En general, se observa que existe una buena concordancia entre los campos propuestos en la clasificación textural y los valores de durabilidad obtenidos. La tendencia general es a disminuir la durabilidad a medida que disminuye el contenido en cemento. Se observa que las muestras más resistentes son las que presentan un contenido más elevado en cemento, por encima del 50%. Este campo correspondería a lo que comúnmente denominados calizas en un sentido amplio. Como se ha indicado, a medida que decrece el contenido en cemento, la durabilidad de las muestras tiende a bajar, siendo este decrecimiento más acusado para las muestras más ricas en arcillas, mientras que las muestras más ricas en arena se mantienen más durables para contenidos menores en cemento. Se observa que a partir de contenidos superiores al 70% en arcilla la durabilidad de los materiales disminuye rápidamente hasta valores de durabilidad I_d5 bajos, inferiores a 35. Se comprueba que los materiales con un contenido en arcillas inferior al 40% en general mantienen buena durabilidad, con valores de durabilidad I_d5 superiores a 90, siempre y cuando haya un contenido mínimo en cemento del 20%. Las muestras que presentan menor durabilidad son aquellas con un contenido en cemento igual o inferior al 10%.

Esto es consistente con la clasificación textural de las rocas arcillosas, sin bien los límites propuestos no se ajustan perfectamente a estos contenidos. Se debe tener en cuenta que la clasificación textural está realizada a partir de muestras naturales, y por tanto, sujetas a factores de distorsión propios de este tipo de muestras, tales como las heterogeneidades texturales, presencia de arcillas expansivas, sulfuros alterables, sulfatos o deformaciones estructurales entre otras. Por tanto, los resultados obtenidos confirman que la utilización de muestras artificiales de composición conocida reproduce de forma adecuada el comportamiento observado en las muestras naturales, y es un instrumento adecuado para el estudiar la durabilidad de los materiales ya que permite eliminar los factores de dispersión propios de las muestras naturales.

4. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos muestran una relación entre la composición mineralógica de las muestras y su durabilidad, así como su resistencia. Se ha observado que el contenido en cemento necesario para una determinada durabilidad de la muestra, no es un valor constante, ni tampoco el único factor condicionante sino que depende del contenido en arena y arcilla. Así, las muestras de mayor resistencia y durabilidad, son aquellas que presentan un elevado contenido en cemento, junto con arena, mientras que la presencia de arcilla penaliza la resistencia y la durabilidad. Estos resultados, son consistentes con la clasificación petrográfica y textural propuesta por Martínez-Bofill (2011) y Corominas et al. (2015).

Finalmente se concluye que la preparación y fabricación de muestras artificiales de composición conocida es un instrumento útil para comprender la influencia de la litología en la durabilidad y resistencia de las rocas detríticas arcillosas.

REFERENCIAS

- ASTM D4644-08 (1987). Standard Test Method for Slake Durability of Shales and Similar Weak Rocks. American Society for Testing Materials (ASTM) International, 4 p.
- Blatt, H 1982. Sedimentary petrology: WH Freeman and Company, San Francisco, 564 p.
- Corominas, J., Martínez-Bofill, J., Soler, A. (2015). A textural classification of argillaceous rocks and their durability. Landslides. Vol. 12, num 4. Pp 669-687
- Dick, J.; Shakoor, A. (1997). Predicting the durability of Mudrocks from geological characteristics. In: Characterization of weak and weathered rock masses. Association of Engineering Geologists. Special Publication nº 9, pp. 89-105.
- Erguler, Z.A.; Shakoor, A. (2009). Relative contributions of various climatic processes in disintegration of clay-bearing rocks. Engineering Geology, 108, pp. 36-42.
- Goodman, R.E. (1993). Engineering Geology: Rock in Engineering Construction, John Wiley & Sons, Inc., Singapore, 412 p.
- ISRM (1979). Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties, and swelling, and slake-durability index properties. International Journal of Rock mechanics and Mining Science and Geomechanical Abstracts. vol. 16, pp. 141-156.
- ISRM (1989). Suggested method for determining the point load test. International Society for Rock Mechanics. RTH 325-89, pp. 53-60.
- Lienhart, D.A. (1988). The geographic distribution of intensity and frequency of freeze-thaw cycles. Bulletin of the Association of Engineering Geologists. Vol. XXV, nº 4, pp. 465-469.
- Martínez-Bofill, J. (2011). Criterios para determinar la degradabilidad y durabilidad de las rocas arcillosas y su aplicación en excavaciones y desmontes. Tesis doctoral. Departamento de ingeniería del terreno, cartografía y geofísica (DETCG). Universidad Politécnica de Catalunya. 426 p.
- NLT-251/91 (1991). Determinación de la durabilidad al desmoronamiento de rocas blandas.
- Poppe, L.J.; Paskevich, V.F.; Hathaway, J.C.; Blackwood D.S. (2001). Clay Mineral Identification: A Laboratory Manual for X-Ray Powder Diffraction. U. S. Geological Survey Open-File Report 01-041
- Poppe, L.J. et al. (2001). Separation of silt and clay by decantation for X-ray powder diffraction. A Laboratory Manual for X-Ray Powder Diffraction. U.S. Geological Survey Open –File Report 01-041.
- Taylor, R. K. (1988). Coal Measures mudrocks: composition, classification and weathering processes. Quarterly Journal of Engineering Geology 21, pp. 85-99.
- UNE-EN 1015-2:1999/A1:2007. Métodos de ensayo de los morteros para albañilería. Parte 2: Toma de muestra total de morteros y preparación de los morteros para ensayo.
- UNE EN 196-1 (2005). Métodos de ensayo de Cementos. Parte 1: Determinación de resistencias mecánicas.
- UNE-EN 197-1 (2000). Cemento. Parte 1: Composición, especificaciones y criterios de conformidad de los cementos comunes.

CARACTERIZACIÓN FRENTE A LA DEGRADACIÓN AMBIENTAL DE LITOLOGÍAS MARGOSAS EN TALUDES HETEROGÉNEOS TIPO FLYSCH. RESULTADOS PRELIMINARES

Miguel CANO*, Roberto TOMÁS†, Adrián RIQUELME† y José Luis PASTOR†

* † Departamento de Ingeniería Civil
Escuela Politécnica Superior
Universidad de Alicante

RESUMEN

Los macizos heterogéneos tipo flysch, que están formados parcialmente por litologías margosas, presentan diversas inestabilidades en los taludes relacionadas directa o indirectamente con la degradación de estos materiales. No obstante, se observan considerables diferencias tanto en las tasas como en la forma de la degradación. Esta cuestión ha sido abordada a través de diferentes enfoques: a) ensayos de laboratorio, especialmente los basados en el slake durability test; b) monitorización del comportamiento frente al slaking de muestras sometidas a condiciones naturales; y c) caracterización del fenómeno observado in situ, a través de sus patrones y tasas de degradación. En este trabajo se pretende relacionar estas tres maneras de abordar el problema. Los primeros resultados sugieren una correlación entre las clases de degradación obtenidas a través del índice Potential Degradation Index (PDI), el comportamiento frente al slaking bajo condiciones climáticas naturales y los patrones, perfiles y tasas de degradación observados in situ.

1. INTRODUCCIÓN

Diversas investigaciones apuntan a que los macizos rocosos heterogéneos, como es el caso de las formaciones tipo flysch, los cuales están formados parcialmente por litologías margosas, presentan inestabilidades en los taludes relacionadas con la degradación de dichas litologías margosas. Sin embargo, no todas estas rocas exhiben el mismo comportamiento. Se pueden observar diferencias considerables en la manera en la que se degradan, así como en el tiempo

empleado para ello. Además, en las litologías carbonatadas, los litotipos más margosos son los responsables de esta degradación diferencial (Cano y Tomás, 2013a, b, 2015, 2016). Es decir, los procesos de inestabilidad que afectan a los taludes excavados en macizos rocosos heterogéneos, asociados a la degradación ambiental diferencial y la erosión, está íntimamente ligados con la degradación de las litologías margosas. En este sentido, se debe destacar que, en taludes con tan solo un 25% de litologías margosas degradables, pueden desarrollarse inestabilidades asociadas a procesos de degradación diferencial (Cano et al, 2016).

Este aspecto cobra especial importancia en los taludes de las obras lineales, tales como carreteras y ferrocarriles, cuando su trazado discurre por este tipo de macizos. Tras su excavación, estos taludes permanecen expuestos permanentemente a la intemperie y las inestabilidades derivadas de los procesos de degradación/erosión diferencial son muy comunes. Ello implica que se deben implementar una serie de medidas de actuación, que serán tanto más efectivas cuanto más preventivas sean. De no hacerlo, se deberán asumir una serie de costes en el mantenimiento de las vías de comunicación, así como un riesgo potencial sobre la seguridad vial (Cano et al., 2013). En ocasiones, dichos procesos desencadenan el fallo global de talud, ya sea de forma súbita o gradual. Además, los procesos de degradación, tales como el *ravelling* y la erosión deben considerarse como mecanismos de inestabilidad en sí mismos, en vez de considerarse únicamente como meros factores desencadenantes de otros mecanismos. Por ello, debe tenerse en cuenta el problema de la estabilidad de los taludes en función del tiempo, a no ser que se adopten medidas de protección frente a la degradación ambiental (Mišćević y Vlastelica, 2014).

Por todas estas razones, distintos investigadores han desarrollado proyectos para intentar cuantificar la susceptibilidad frente a la degradación ambiental de las rocas con contenido arcilloso, las cuales pueden provocar inestabilidades en taludes heterogéneos, mediante procesos de erosión/degradación diferencial. No obstante, la resistencia frente al *slaking*, depende de varios parámetros comúnmente citados en la literatura científica, tales como permeabilidad, porosidad, capacidad de adsorción, mineralogía, textura microscópica, microfábrica, presencia de microfracturas, etc. (Richardson y Long, 1987; Taylor, 1988; Dick et al., 1994; Dick y Shakoor, 1995; Erguler y Ulusay, 2009; Kaufhold et al., 2013; Gautam y Shakoor, 2015; Cano y Tomás, 2015). Ello hace que la caracterización del comportamiento frente al *slaking* de las rocas débiles, en base a un único parámetro, sea algo extremadamente complejo (Erguler y Ulusay, 2009; Gautam y Shakoor, 2015). Además, existe una complicación adicional, y es el hecho de que no todas las rocas carbonatadas margosas se degradan según un único patrón. En este sentido, Cano y Tomás (2013a, b, 2015, 2016) han observado considerables diferencias en la forma de degradación y en el tiempo empleado para ello en las rocas margosas que estudiaron. Por esta razón, es de gran importancia vincular el comportamiento frente al *slaking* cuantificado en laboratorio con lo realmente observado en el campo, usando, por ejemplo, patrones y perfiles de degradación (Cano y Tomás, 2015, 2016).

Es conocido que, en general, los resultados de los índices obtenidos a partir de los test de *slake* son útiles para predecir de forma cualitativa la evolución de las diferentes rocas, aunque su uso

para predecir su comportamiento en condiciones de campo desde un punto de vista cualitativo es, como poco, cuestionable (Hack, 1998, Nicholson, 2001).

Erguler y Shakoor (2009) propusieron un nuevo método para cuantificar la naturaleza de las rocas en este aspecto. Su metodología estaba basada en la cuantificación de la distribución del tamaño de los fragmentos del material sometido al *slake* en términos de “*disintegration ratio*”. De forma similar, Cano y Tomás (2016) desarrollaron el denominado “*Potential Degradation Index*” (PDI). Sin embargo, el comportamiento frente al *slaking* en campo está influenciado por factores que no pueden ser reproducidos fácilmente en condiciones de laboratorio. Precisamente, uno de los principales factores es el tiempo de exposición de las muestras, pues el *slaking* bajo condiciones climáticas naturales en el campo es un fenómeno que se desarrolla en largos periodos de tiempo, mientras que en laboratorio se desarrollan ensayos de muy corta duración, lo cual provoca que los resultados sean diferentes (White, 1976, Nara et al, 2011). Por este motivo, Gautam y Shakoor (2013) propusieron una metodología, basada en el “*disintegration ratio*”, para cuantificar el comportamiento frente al *slaking* de muestras de rocas arcillosas sometidas a condiciones climáticas naturales durante un año. Esta metodología ha sido validada por otros investigadores tales como Vivoda et al. (2016) y Vivoda y Arbanas (2016), apoyando este método como una alternativa a los métodos tradicionales basados en los índices de *slake*. Además, Gautam y Shakoor (2016) también compararon el comportamiento frente al *slaking* en condiciones climáticas naturales y en condiciones de laboratorio.

De forma similar a los estudios mencionados anteriormente, este trabajo tiene como objetivo evaluar la degradación de las rocas calcáreas margosas mediante el *Potential Degradation Index*”, analizando los cambios observados en las curvas granulométricas obtenidas del material retenido en el tambor tras cada ciclo del ensayo *slake durability test* hasta un total de cinco ciclos (Cano y Tomás, 2016). Esta cuestión ha sido ampliamente abordada a través de diferentes enfoques: a) a través de los ensayos de laboratorio, especialmente los basados en el *slake durability test* (SDT); b) en segundo lugar, a través de la monitorización del comportamiento frente al *slaking* de muestras sometidas a condiciones naturales; y c) mediante la caracterización del fenómeno observado *in situ*, a través de sus patrones y sus tasas de degradación. Sin embargo, la principal novedad de este trabajo estriba en relacionar estas tres maneras de abordar el asunto. Con este propósito, se ha desarrollado un dispositivo experimental en el que diversas muestras de litologías margosas han sido expuestas a condiciones climáticas naturales durante varios meses. Estas muestras han sido caracterizadas mediante el estudio de la evolución de las curvas granulométricas de las partículas de las muestras degradadas tras cada mes de exposición a la intemperie. Al mismo tiempo, estas mismas litologías se clasificaron en base al índice PDI, determinado a partir de la evolución de las curvas granulométricas de las partículas retenidas en el tambor, tras cada uno de los cinco ciclos del ensayo SDT realizado sobre muestras intactas de roca. Por último, en los mismos estratos de donde se obtuvieron las muestras para los ensayos de laboratorio y para su exposición a la intemperie, se determinaron sus perfiles de alteración, de acuerdo a unos patrones predefinidos y sus tasas de degradación.

2. CARACTERÍSTICAS LITOLÓGICAS Y CLIMÁTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

La zona seleccionada para este estudio se corresponde con el denominado Surco flysch El Campello-Villajoyosa. Esta secuencia flyschoides de Alicante presenta una sedimentación de dominio pelágico, en la que predominan la alternancia de margas grises y calizas margosas tipo *mudstone* (hemipelagitas), que conforman la ritmita, con claro dominio de las margas. A esta serie, que representa el *background* correspondiente a los ciclos climáticos, cabe añadir los episodios turbidíticos calcareníticos –lóbulos turbidíticos en el contexto general de un abanico profundo– con dominio de laminación horizontal, con algunos *ripples* al final. No obstante, la complejidad sedimentológica es bastante mayor, ya que a la secuencia anteriormente definida cabe superponer episodios de depósitos gravitacionales muy complejos y variados tales como debritas y mélanges calcáreas (Cano y Tomás, 2013a). Geográficamente, la zona se extiende por el litoral y prelitoral alicantino, al Norte de la ciudad de Alicante, entre las localidades de Aigües y Busot en el interior y Villajoyosa y Benidorm en la costa, ocupando una zona densamente poblada por la que discurre el trazado de las tres principales vías de comunicación (AP-7, N-332 y el trazado del ferrocarril FGV) (Figura 1).

Cano y Tomás (2016) definieron por primera vez el *Potential Degradation Index* y lo aplicaron a litologías aflorantes en esta zona. Los mismos autores extrajeron y analizaron 117 muestras de roca inalterada del interior de cinco taludes. Las muestras se describieron en detalle con criterios de campo y geológicos, clasificándolas en 16 litotipos. Por otra parte, las muestras fueron clasificadas según el criterio de durabilidad considerado a partir del índice PDI en 6 clases.

Para este trabajo, se han seleccionado 20 muestras, extraídas del interior inalterado de esos mismos cinco taludes (Figura 1). Las muestras se corresponden con los 8 litotipos de naturaleza margosa, clasificados como tales en el estudio anterior y pertenecen a las 6 clases de durabilidad también definidos en dicho estudio. Además, hay que hacer notar que, en el caso de las calizas ligeramente margosas, se han seleccionado 2 muestras, dado que el rango de valores del índice PDI es muy amplio. Las muestras seleccionadas para la implementación del análisis de la degradación ambiental se describieron detalladamente en campo y fueron completamente caracterizadas en laboratorio. Con todo ello, se clasificaron geológicamente como: a) Calizas ligeramente margosas, b) Calizas margosas, c) Margas calcáreas limosas, d) Margas limosas, e) Margas calcáreas – Margas, f) Margas limosas laminadas, g) Margas blandas y h) Margas laminadas. Aunque en el estudio completo se han tenido en cuenta todas las muestras, para este estudio preliminar se han analizado solo 11 muestras, dos muestras para cada una de las cinco primeras clases de degradación y una para la sexta clase. Desde el punto de vista litológico, en este estudio preliminar, se consideraron seis tipologías margosas: Margas laminadas (1), Margas calcáreas – Margas (4), Margas limosas laminadas (1), Margas calcáreas limosas (1), Calizas margosas (2) y calizas ligeramente margosas (2).

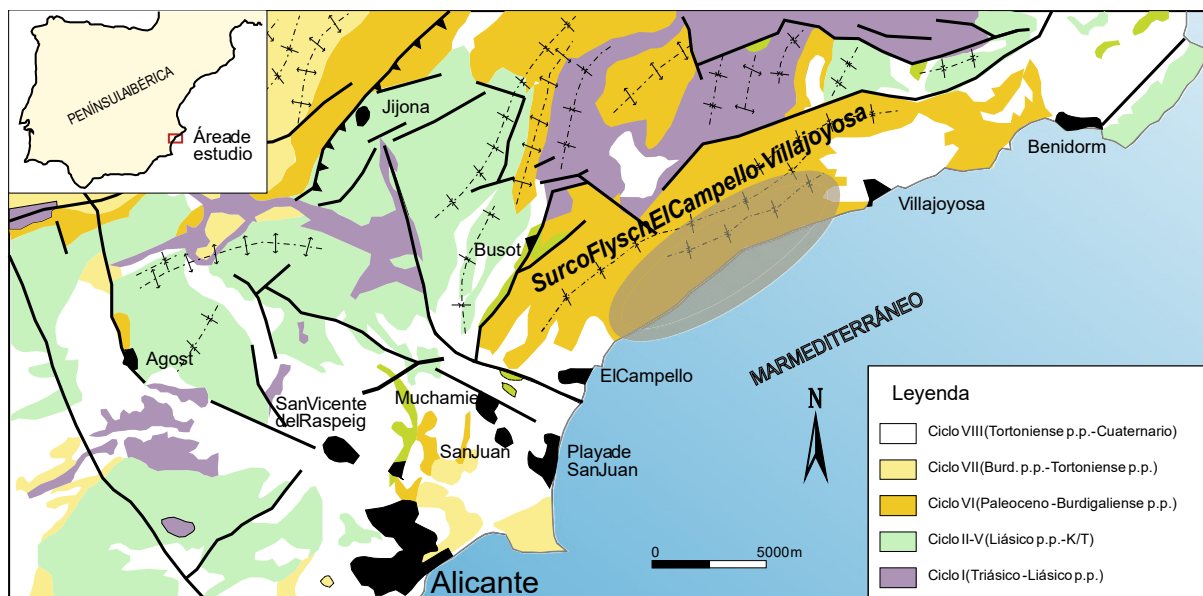


Figura 1. Localización y mapa geológico de la zona de estudio (basado en Vera (2004) en Guerrero et al., 2006). La zona sombreada indica la posición de los taludes estudiados en este trabajo.

Respecto de la climatología de la zona de estudio, cabe destacar que, en la costa mediterránea alicantina, las precipitaciones son escasas, irregulares y aleatorias. El periodo estival es prolongado y seco con una duración de entre tres y cinco meses y los días con lluvia son muy pocos. Al final de este periodo, los aguaceros otoñales suelen causar numerosos episodios de inundaciones. La nubosidad y los días con niebla también son escasos, por lo que el número de días claros es muy alto, con casi 2900 horas de insolación anual. La temperatura media anual es de 18,3 °C y prácticamente no hay invierno meteorológico (AEMET, 2015). La evapotranspiración potencial es alta, con un índice de Thornthwaite de 896 mm, por lo que hay un fuerte déficit hídrico durante la mayor parte del año (INGEMISA, 1991).

Por otra parte, esta área de la zona costera del Mediterráneo occidental, se caracteriza por la ausencia de heladas y elevados gradientes térmicos (AEMET, 2015) y como consecuencia de ello, la degradación ambiental de las diferentes litologías aflorantes es causada principalmente por los ciclos de humedad-sequedad debidos a las precipitaciones y a la humedad atmosférica. Además, en los taludes estudiados no se observan evidencias de degradación de los materiales rocosos debidos a precipitación de sales. Por estas razones, el *slaking*, término anglosajón que hace referencia a la desintegración de las rocas con contenido arcilloso (*clay-bearing rocks*) debido a su interacción con el agua principalmente cuando se exponen a los agentes atmosféricos, está íntimamente ligado al comportamiento frente a la degradación ambiental.

3. METODOLOGÍA

En las secciones anteriores se ha comentado que el principal objetivo de este trabajo es relacionar los diferentes enfoques usados para acometer la caracterización frente a la degradación ambiental de las rocas calcáreas margosas. Con el fin de validar esta relación entre el comportamiento frente al *slaking* bajo condiciones climáticas naturales monitorizadas y los patrones de degradación ambiental observados en el campo, es necesario hacer notar que, la máxima distancia entre la zona de estudio, de donde se han extraído las muestras y la zona donde se ha desarrollado el dispositivo experimental es de 20.5 km en línea recta, por lo que la climatología puede considerarse muy similar.

La metodología seguida en este trabajo ha consistido en primer lugar en caracterizar y clasificar las muestras seleccionadas de acuerdo al PDI (Cano y Tomás, 2016) calculado a partir del parámetro DRP , el cual está basado en el “Disintegration Ratio” (DR) propuesto por Erguler y Shakoor (2009). El PDI se basa en la variación de la razón DRP entre los cinco ciclos de slake. El uso combinado del índice PDI, junto con el análisis del comportamiento de los fragmentos retenidos en el tambor a lo largo de los cinco ciclos del ensayo *slake durability test* (cambios en el tamaño y en la forma) ha permitido clasificar estas litologías en base a su comportamiento frente al *slaking*. A partir de los tres factores propuestos por Cano y Tomás (2016) (redondeo, número de fragmentos y tamaño de los fragmentos), se efectuó un estudio cualitativo de los fragmentos retenidos en el tambor durante los diferentes ciclos del ensayo *slake durability test*. Mediante estos factores standard, se pueden distinguir seis patrones de comportamiento frente al *slaking*, basados en los cambios observados en los fragmentos. Hace falta remarcar que, para este análisis preliminar, la única textura presente en los litotipos margosos seleccionados es la compacta (Tabla 1)

Complementariamente, se ha implementado un dispositivo experimental, en el cual se han sometido a unas muestras a condiciones climáticas naturales monitorizadas durante 6 meses. En este experimento, la caracterización del comportamiento frente al *slaking* se ha evaluado mediante el estudio de las curvas granulométricas de las partículas generadas por el efecto de la degradación ambiental, de forma similar a lo propuesto por Gautam y Shakoor (2013).

El mencionado dispositivo experimental ha consistido en preparar 12 muestras iguales (una por mes) para cada una de los 20 tipos de roca obtenidos del interior inalterado de los taludes estudiados, con un total de 240 muestras. Cada una de estas muestras están formadas por diez fragmentos de roca que pesan un total de entre 450 y 550 g y que fueron preparadas siguiendo las mismas especificaciones que para el ensayo *Slake Durability Test* (ASTM, 2004). No obstante, y con el fin de minimizar la fisuración de las muestras debido a las altas temperaturas, éstas se secaron a 50 °C hasta alcanzar un peso constante. Todas las muestras se prepararon con un tamaño, forma y peso similar, redondeando, en la medida de lo posible, las esquinas de cada uno de los fragmentos.

Los diez fragmentos de cada una de las muestras se colocaron en una bandeja de aluminio

de 30×19×5 cm. Con el fin de permitir un rápido drenaje del agua de lluvia, se realizaron abundantes agujeros de 8 mm de diámetro y se recubrió la base con una malla de plástico de 1 mm de luz para evitar la pérdida de las partículas de roca de menor tamaño. Las bandejas se colocaron claveteadas sobre pallets de madera en la terraza del laboratorio de Ingeniería Civil de la Universidad de Alicante, siendo expuestas a condiciones climáticas naturales desde el 29 de enero de 2016 hasta el 29 de julio de 2016 (Figura 2).

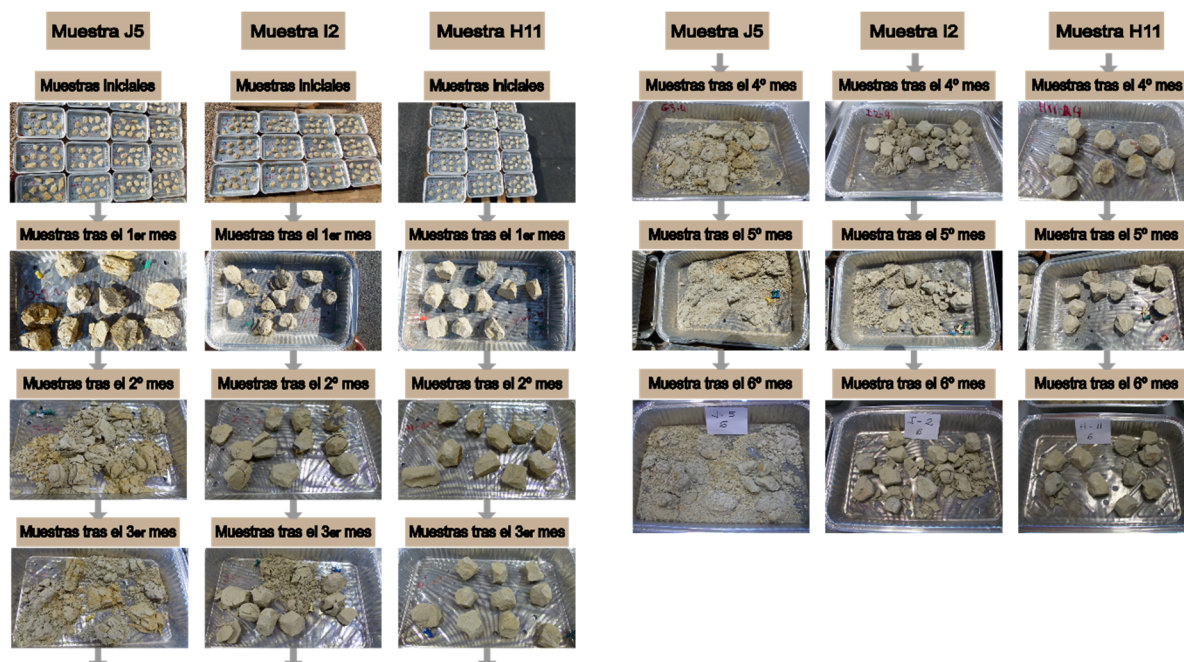


Figura 2. Evolución de unas muestras seleccionadas a lo largo de seis meses de exposición en condiciones climáticas naturales. Las muestras J5, I2 y H11 son representativas de las clases de durabilidad, basadas en el slake PDI, muy baja, media-alta y muy alta, respectivamente.

Al final de cada mes de exposición se retiró una bandeja de cada una de las veinte muestras de litologías margosas estudiadas y se obtuvo en el laboratorio la curva granulométrica de las partículas resultantes de la degradación ambiental. Las muestras se secaron de la misma manera que las muestras originales, es decir a 50°C. El tamizado se realizó manualmente y con sumo cuidado, con el fin de evitar la fragmentación de las partículas, inducida por la manipulación. El procedimiento de tamizado adoptado para la obtención de las curvas granulométricas, fue el mismo que el usado para suelos (ASTM, 2007), empleando tamices estándar con aperturas de 40, 31.5, 25, 20, 12.5, 10, 6.3, 5 y 2 mm. Los resultados se representaron en escala semi-logarítmica, con el fin observar la evolución de las curvas granulométricas antes y después de cada ensayo mensual. Las curvas obtenidas tras cada ensayo granulométrico se representaron en una misma gráfica para poder observar los cambios habidos a lo largo del tiempo. En la gráfica empleada, se representó en abscisas y en escala logarítmica la apertura de los tamices y en ordenadas el porcentaje que pasa por cada tamiz. Una vez obtenida la curva granulométrica, la bandeja se volvió a dejar en la

terrazza donde permanecerá hasta el final del estudio. En este sentido, es importante destacar que este trabajo, en el que solo se ha contemplado la evolución de las muestras durante los seis primeros meses, forma parte de un estudio mucho más amplio, donde las muestras estarán sometidas a la intemperie durante doce meses.

La metodología implementada es, en realidad, una metodología adaptada del PDI propuesto por Cano y Tomás (2016), en la que se sustituyen las curvas granulométricas tras cada ciclo del ensayo *slake durability test* por las obtenidas del análisis mensual anteriormente descrito. En primer lugar, se calcula el denominado “*disintegration ratio*” (D_{RP}):

$$D_{RP} = \frac{A_C}{A_T} \quad (1)$$

donde A_C es el área bajo cualquier curva granulométrica y A_T es el área total que representa la máxima degradación posible y abarca la totalidad del rango de granulometrías.

Seguidamente, se procedió a ajustar mediante una curva logarítmica los valores de D_{RP} obtenidos para cada muestra y mes. A partir de esta curva, se puede estimar el número de meses requeridos para que una muestra alcance el 50% de la máxima degradación posible ($D_{RP} = 1$), denominado N_{50} .

Sin embargo, de la misma manera que sucedía con el cálculo del PDI a partir del ensayo *slake durability test*, debido al hecho de que la resistencia frente al *slaking* de las rocas expuestas a la intemperie en este estudio presentan una gran variabilidad, el rango de N_{50} es excesivamente amplio. Por ello, el parámetro denominado “*Natural Potential Degradation Index*” ($PDIn$) se calcula como:

$$PDIn = \ln N_{50} \quad (2)$$

Por último, una tercera forma de abordar la caracterización del comportamiento frente a la meteorización de las rocas margosas consiste en el estudio en el campo de los perfiles y las tasas de degradación ambiental. Las observaciones *in situ* de las diferentes litologías, están hechas en rocas margosas que han tenido una exposición a las condiciones climáticas naturales durante un prolongado periodo de tiempo. Los patrones de degradación ambiental observados que afectan a las litologías margosas estudiadas se definen como sigue (basado en Cano y Tomás (2015)): redondeo incipiente de los bloques originales (E); bloques elipsoidales con intercalación de muchos bloques redondeados de menor tamaño (F); fracturación cúbica centimétrica de los bloques elipsoidales (G); fracturación concoide incipiente de los bloques elipsoidales y formación de bloques elipsoidales de menor tamaño (H); total exfoliación concoide concéntrica de los bloques elipsoidales (I); fracturación masiva en bloques pseudocúbicos centimétricos (J); suelo residual altamente graduado (K). A partir de estos patrones, se generan los perfiles de degradación ambiental de campo, que comprenden a la suma de tramos con distintos patrones de alteración. Para estas litologías en concreto, dichos perfiles son exclusivamente el FHIJK y el EFG (Figura 3).

Adicionalmente, se calculó la longitud del perfil de alteración (WPL)), con el fin de obtener la tasa de degradación ambiental (WR), la cual se calcula como el cociente entre WPL y el tiempo

(en años) transcurrido desde la excavación del talud hasta la actualidad (Cano y Tomás, 2015) (Figura 3).

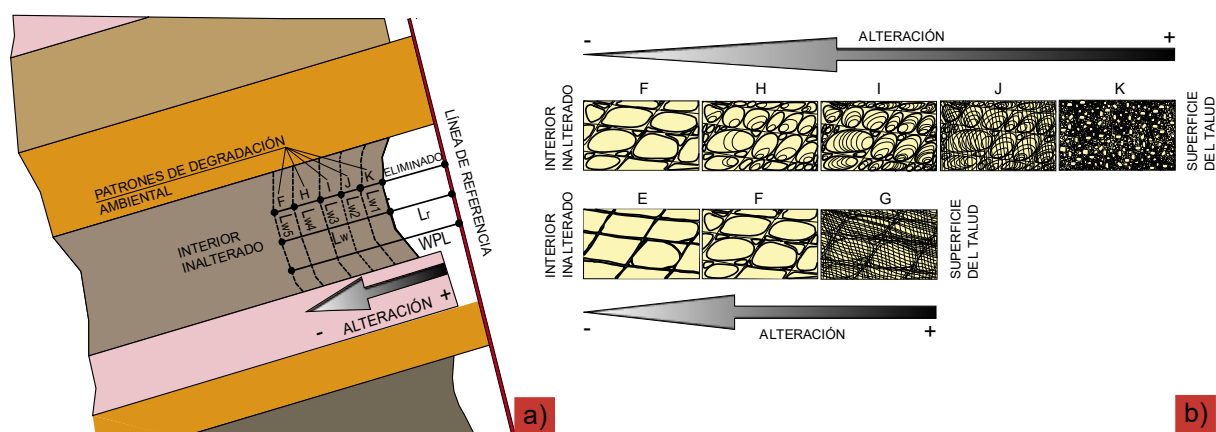


Figura 3. a) Metodología empleada para la medición de los perfiles de alteración de campo en un estrato. WPL: longitud del perfil de alteración, Lr: longitud de material removilizado; Lwi: longitud del segmento alterado según un patrón de degradación (basado en Cano y Tomás, 2015). b) Esquema de los perfiles de degradación ambiental observados en campo para las litologías margosas objeto de estudio. Como se puede observar, un perfil de meteorización consiste en la suma de tramos con diferentes patrones de alteración.

Por último, para completar el trabajo, se estudió la relación entre el *slake* PDI original (PDIs) (Cano y Tomás, 2016) con el PDI desarrollado en este estudio (PDI natural). Además, se buscó también una correlación entre el PDI natural y la tasa de degradación ambiental.

4. RESULTADOS, ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

Tal y como se ha expuesto en anteriores epígrafes, se analizó la evolución de parámetro DRP a lo largo de los seis meses de exposición a la intemperie de las 11 muestras seleccionadas en este estudio. Los valores calculados de R^2 para un ajuste logarítmico de esta evolución para cada muestra, sugieren que el ajuste es suficientemente bueno, con un valor medio de 0.662 ± 0.279 , ello, a pesar de haber analizado únicamente los seis primeros meses. No obstante, este ajuste mejora notablemente si solo se consideran las curvas de las muestras correspondientes a las cuatro primeras clases de durabilidad, definidas según el *slake* PDI. En este caso $R^2 = 0.812 \pm 0.127$.

La relación entre el PDI basado en el *slake durability test* y el PDI calculado según la degradación natural monitorizada es lineal y presenta un buen ajuste, proporcionando un $R^2 = 0.886$ y un error típico de 4.974 (Tabla 1):

$$PDI_n = 2.012PDI_s - 5.776 \quad (3)$$

En la Tabla 1 se muestra la tasa de degradación ambiental, calculada como cociente entre el perfil de degradación ambiental (WPL) para cada estrato, obtenido en campo, correspondiente

a cada muestra y la edad de excavación del talud. La muestra J5 se obtuvo de un talud cuya edad es de 15 años, la de las muestras G5 y G12 es de 5 años y las muestras H1, H3, H7, H11, H14, I2, I7 e I8 tienen 40 años. Además, también se obtuvieron los patrones de degradación ambiental de acuerdo con lo establecido por Cano y Tomás (2015). La Tabla 1 resume toda la información obtenida en este estudio.

Muestra (clase)	Litotipo	Mineralogía			PDI _s	PDI _n	Perfiles degrad. ambiental	Patrón SDT	Tasa degradación (cm/año)
		Cb	F	Q					
J5 (Muy baja)	Margas laminadas	76,6	16,9	6,5	1,04	0,88	F-H-I-J-K	C1	12,0
G5 (Muy baja)	Margas calcáreas - Margas	72,3	19,6	8,1	1,96	1,08	F-H-I-J-K	C1	9,8
H7 (Baja)	Margas calcáreas - Margas	74,2	18	7,8	4,17	2,13	F-H-I-J-K	C2	1,6
G12 (Baja)	Margas limosas laminadas	60,8	29,1	10	3,42	1,40	F-H-I-J-K	C2	7,4
H1 (Media)	Margas calcáreas - Margas	69,3	22,9	7,8	4,21	1,29	F-H-I-J-K	C3	1,5
I7 (Media)	Margas calcáreas limosas	76,6	15,8	7,6	3,88	1,28	F-H-I-J-K	C3	1,4
I2 (Media- alta)	Calizas margosas	79,2	15,3	5,5	5,78	2,82	E-F-G	C4	1,6
H14 (Media- alta)	Margas calcáreas - Margas	-	-	-	7,49	2,28	F-H-I-J-K	C4	1,6
H3 (Alta)	Calizas lig. margosas	84,9	10,3	4,8	12,81	13,38	E-F-G	C5	0,5
I8 (Alta)	Calizas margosas	78,9	15,3	5,9	10,71	24,81	E-F-G	C5	0,3
H11 (Muy alta)	Calizas lig. margosas	79,4	16,6	4,1	22,85	42,74	E-F-G	C6	0,5
Leyenda: Cb: Carbonatos, dolomita + calcita; Q: Cuarzo; F: Filosilicatos. C1 a C6, son los diferentes patrones de comportamiento frente al slaking. EFG y FHIJK son los perfiles de degradación ambiental observados en campo. Muy baja a alta son las clases de durabilidad en base slake PDI.									

Tabla 1. Comportamiento frente a la degradación ambiental de los litotipos margosos del Flysch de Alicante. Cada muestra seleccionada es representativa de una categoría de durabilidad basada en el slake PDI y está asociada con un patrón de comportamiento frente al slake particular. Asimismo, se muestra la mineralogía de las muestras estudiadas, los valores del slake PDI y del natural PDI, así como la tasa de degradación ambiental.

Asimismo, se ha obtenido una correlación entre el PDI natural, definido en este estudio, y la tasa de degradación ambiental con un $R^2 = 0.764$ y un error típico de 0.596:

$$Wrate = e^{\left(-0.93 + \frac{2.887}{PDI_n}\right)} \quad (4)$$

5. CONCLUSIONES

En este trabajo se reflejan los primeros resultados de la caracterización del comportamiento frente a la degradación ambiental de muestras margosas tras estar expuestas a condiciones climáticas naturales de forma monitorizada. Los resultados obtenidos no son definitivos, pues la climatología en esta zona del Mediterráneo occidental es muy variable, con fuertes precipitaciones durante la primavera y sobre todo durante el otoño, lo cual afecta significativamente a las muestras margosas expuestas. Sin embargo, estos resultados preliminares permiten ser optimistas en cuanto a la existencia de una correlación entre el índice PDI obtenido a partir de cinco ciclos de *slake durability test* y el nuevo índice PDI basado en el tamizado de los fragmentos de roca obtenidos por la degradación natural de muestras expuestas a la intemperie tras cada periodo mensual analizado. Además, este nuevo índice presenta una estrecha relación con las tasas de degradación ambiental evaluadas en campo. Sin embargo, tal y como señalaron Cano y Tomás (2015), esta tasa puede verse afectada por diferentes factores que pueden distorsionar el valor calculado. Asimismo, hay algunos aspectos clave de los ensayos implementados que deben analizarse en profundidad, tales como el tamaño ideal de los especímenes, el tiempo óptimo de exposición y las diferencias entre las condiciones climáticas controladas y las condiciones climática reales en interior del talud.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por la Universidad de Alicante, en el marco del proyecto de investigación GRE14-04.

REFERENCIAS

- Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), 2012. Guía resumida del clima en España 1981-2010, Madrid. Disponible en <http://www.aemet.es/es/conocermas/publicaciones>. Acceso: 3 de noviembre de 2015.
- American Society for testing and Materials (ASTM), 2004. Standard test method for slake durability of shales and similar weak rocks (D4644-04), Philadelphia, 4pp.
- American Society for Testing and Materials (ASTM), 2007. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils (D422 - 63(2007)e2). ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Cano M, Tomás R, 2013a. Characterization of the instability mechanisms affecting slopes on carbonatic Flysch: Alicante (SE Spain), case study. Eng Geol 156:68–91.
- Cano M, Tomás R, 2013b. Assessment of corrective measures for alleviating slope instabilities in carbonatic Flysch formations: Alicante (SE of Spain) case study. Bull Eng Geol Environ 72(3-4):509–522.
- Cano M, Tomás R, 2015. An approach for characterising the weathering behaviour of Flysch slopes applied to the carbonatic Flysch of Alicante (Spain). Bull Eng Geol Environ 74:443–463.
- Cano M, Tomás R, 2016. Proposal of a New Parameter for the Weathering Characterization of Carbonate Flysch-Like Rock Masses: The Potential Degradation Index (PDI) Rock Mech Rock

- Eng. 49(7): 2623–2640.
- Cano M, Tomás R, García Barba, J, 2013. Inestabilidades de taludes derivadas de procesos de degradación y/o erosión en litologías carbonatadas tipo Flysch. *Carreteras* 192:70–81.
- Cano M, Tomás R, Riquelme A, 2016. Preliminary relationship between weathering behaviour profiles and laboratory slake behaviour of carbonatic flysch rocks. *Rock Mechanics and Rock Engineering: From the Past to the Future* – Ulusay et al. (Eds) Taylor & Francis Group, London, (2):1097–1101.
- Dick JC, Shakoor A, 1995. Characterizing durability of mudrocks for slope stability purposes. *Geol Soc Am Rev Eng Geol* X 1995(5):121–130.
- Dick JC, Shakoor A, Wells NA, 1994. A geological approach toward developing a mudrock durability classification system. *Can Geotech J* 31(5):17–27.
- Erguler ZA, Shakoor A, 2009. Quantification of Fragment Size Distribution of Clay-Bearing Rocks after Slake Durability Testing. *Environ Eng Geosci* 15(2):81–89
- Erguler ZA, Ulusay R, 2009. Assessment of physical disintegration characteristics of clay-bearing rocks: Disintegration index test and a new durability classification chart. *Eng Geol* 105:11–19
- Gautam TP, Shakoor A, 2013. Slaking behavior of clay-bearing rocks during a one-year exposure to natural climatic conditions. *Eng Geol* 166:17–25.
- Gautam TP, Shakoor A, 2016. Comparing the Slaking of Clay-Bearing Rocks Under Laboratory Conditions to Slaking Under Natural Climatic Conditions. *Rock Mech Rock Eng.* 49 (1): 19-31
- Guerrera F, Estévez A, López-Arcos M, Martín-Martín M, Martín-Pérez JA, Serrano F, 2006. Paleogene tectono-sedimentary evolution of the Alicante Trough (External Betic Zone, SE Spain) and its bearing on the timing of the deformation of the South-Iberian Margin. *Geodin Acta* 19/2:87–101.
- Hack HRGK, 1998. Slope Stability Probability Classification, 2nd ed.: Ph.D. Thesis, ITC, Delft, The Netherlands.
- INGEMISA (Investigaciones geológicas y mineras, S. A.), Auernheimer, C. (Director), 1991. Mapa geocientífico de la provincia de Alicante. Agència de Medi Ambient. Conselleria d'Administració Pública. Valencia. 93 pp.
- Kaufhold A, Gräse W, Plischke I, Dohrmann R, Siegesmund S, 2013. Influence of carbonatic content and micro fabrics on the failure strength of the sandy facies of the Opalinus Clay from Mont Terri (Underground Rock Laboratory). *Eng Geol* 156:111–11
- Miščević P, Vlastelica G, 2014. Impact of weathering on slope stability in soft rock mass. *J Rock Mech Geotech Eng* 6:240–250.
- Nara Y, Morimoto K, Yoneda T, Hiroyoshi N, Kaneko K, 2011. Effects of humidity and temperature on subcritical crack growth in sandstone. *Int. J. Solids Struct.* 48: 1130–1140
- Nicholson DT, 2001. Deterioration of Excavated Rockslopes: Mechanisms, Morphology and Assessment: Ph.D. Thesis, University of Leeds, Leeds, UK.
- Richardson DN, Long JD, 1987. The sieve slake durability test. *Bull Ass Eng Geol* 2(5):247–258.
- Taylor RK, Coal Measures mudrocks: composition, classification and weathering processes. *Q J Eng Geol*:(1988) 21:85–99.
- Vera JA, 2004. Geología de España, Sociedad Geológica de España, Instituto Geológico y Minero de España, 884 pp.
- Vivoda Prodan M, Mileusnić M, Arbanas Mihalić S, Arbanas Ž, 2016. Influence of weathering processes on the shear strength of siltstones from a flysch rock mass along the northern Adriatic coast of Croatia. *Bull Eng Geol Environ* DOI 10.1007/s10064-016-0881-7
- Vivoda, M., Arbanas, Z., Weathering Influence on Properties of Siltstones from Istria, Croatia. Hindawi Publishing Corporation. *Advances in Materials Science and Engineering*. Vol. 2016, Article ID 3073202, 15 p.
- White SE, 1976. Is frost action really only hydration shattering? A review. *Arct. Alp. Res.* 8 (1) 1–6.

EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE EN ROTURA DE UNAS MARGAS SOBRECONSOLIDADAS MEDIANTE ENSAYOS DE LABORATORIO

Natalia S. MONTERO CUBILLO¹, José ESTAIRE GEPP²

¹ Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno
E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid

² Laboratorio de Geotecnia
CEDEX – Ministerio de Fomento

RESUMEN

Los deslizamientos en suelos duros sobreconsolidados, como la formación margas azules del Guadalquivir, se repiten a lo largo del tiempo, produciéndose habitualmente en condiciones residuales. Por este motivo, averiguar su resistencia residual al corte en laboratorio resulta de especial interés. Los parámetros resistentes obtenidos mediante distintos ensayos de resistencia al corte en laboratorio han sido comparados con los provenientes del análisis retrospectivo, considerando éstos últimos como los más cercanos a la realidad. Por otro lado, gracias a las elevadas tensiones efectivas aplicadas en los ensayos se incluye un nuevo intervalo de índices de fragilidad de la formación de estudio.

Ciertas dificultades observadas durante la ejecución de los ensayos de corte anular, llevan a emplear un procedimiento combinado de dos de las normativas existentes y a tomar una serie de precauciones adicionales, que se discuten en el presente documento.

1. INTRODUCCIÓN

Marga azul del Guadalquivir es la denominación que recibe la formación arcillosa de origen marino y edad miocena que ocupa gran parte de la depresión de la cual toma su nombre. Estos materiales, al igual que otras rocas blandas y suelos duros de carácter arcilloso, generan numerosos problemas de inestabilidad de taludes, por lo que sus propiedades geotécnicas han sido estudiadas por diversos autores en numerosas ocasiones (Oteo y García de la Oliva, 1995; Tsigé, 1999; Galera, 2009, entre otros). La formación está compuesta por unas arcillas sobreconsolidadas que presentan un comportamiento geotécnico singular, caracterizado por una fragilidad muy elevada. Por otra parte, como indica Oteo (1998) en el caso de las margas azules la resistencia residual es de vital importancia ya que es la resistencia que se manifiesta en las discontinuidades, en las zonas de cizalla y en las zonas de reorientación de arcillas y

fisuras. Los valores de esta resistencia residual están en general en el entorno de los 10-15°, coincidentes básicamente con las pendientes naturales estables existentes en las zonas con predominancia de estos materiales.

2. ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL DESLIZAMIENTO

2.1. DATOS INICIALES

Los datos de laboratorio y de campo, obtenidos gracias a un estudio geotécnico de inestabilidad en el que aparecen afectadas unas margas sobreconsolidadas, consideradas dentro de la formación “margas azules del Guadalquivir”, han servido de base para llevar a cabo este trabajo. Un mes después de uno de los más lluviosos de los últimos 30 años aparecieron los problemas en un terraplén, situado en una media ladera con una inclinación de unos 11°.

Se llevó a cabo una campaña de campo consistente en sondeos a rotación y pruebas de penetración tipo DPSH. Con muestras inalteradas tomadas en los sondeos, además de los ensayos de identificación y estado natural usuales se realizaron ensayos triaxiales, de corte directo, y de corte anular. Alguno de los sondeos se equipó con tubería inclinométrica, lo que permitió detectar los movimientos del terreno en profundidad, como puede verse en el registro inclinométrico incorporado en el perfil de la Figura 1 que revela la existencia clara de movimientos horizontales a una profundidad de unos 12 m.

2.2. CÁLCULOS RETROSPECTIVOS DE ESTABILIDAD

Se han elaborado dos perfiles geológico-geotécnicos por las zonas donde se produjeron los movimientos (en la Figura 1, se incluye uno de ellos). En estos perfiles se han definido cuatro unidades geotécnicas, cuya descripción se puede consultar en Estaire y Montero (2016).

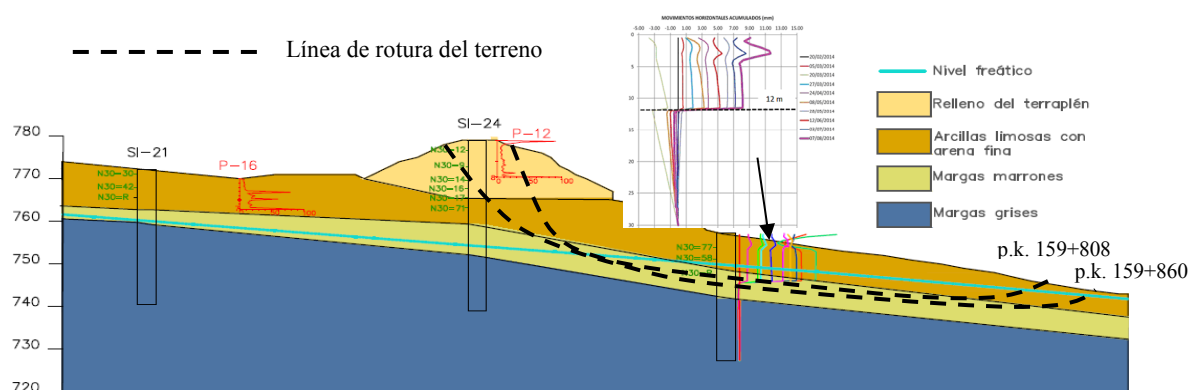


Figura 1. Perfil geológico-geotécnico representativo

Para llevar a cabo el análisis retrospectivo se ha considerado la profundidad del nivel piezométrico indicada en la Figura 1, la cual proviene de las únicas mediciones disponibles, que se llevaron a cabo tras la ejecución de los sondeos, en un mes muy lluvioso. La geometría de las líneas de rotura supuestas ha sido definida gracias a los inclinómetros y a la observación directa de puntos de rotura y zonas de hundimiento en la calzada, en el talud del terraplén y en una obra de drenaje transversal.

Se trata de un deslizamiento profundo por el pie del terraplén, cuya línea de rotura adquiere primeramente forma circular a su paso por las unidades clasificadas como suelo. A continuación, sigue una superficie planar a una profundidad de unos 12-14 m, dentro de la unidad margas marrones. La coincidencia de esas profundidades con unos niveles areniscosos lleva a formular la hipótesis de que el agua, circulando favorablemente por estos, haya reblandecido el contacto inferior entre la arenisca y la marga, generando en esta última un plano de debilidad por el que se desarrolla la inestabilidad.

Los resultados de los cálculos retrospectivos de estabilidad realizados mediante equilibrio límite revelan unas condiciones resistentes residuales en las margas, caracterizadas por una cohesión nula y un ángulo de rozamiento de unos 10-11°.

2.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

En la Tabla 1 se muestran los parámetros obtenidos a partir de los ensayos de identificación, de estado natural y de resistencia realizados en muestras de la formación estudiada.

Parámetro	Nº ensayos o valores	Valor		
		Medio	Mínimo	Máximo
Contenido de finos (%)	4	70	50	98
Límite líquido, w_L (%) ¹	24	43	26	58
Índice de plasticidad, IP (%)	24	16	4	32
Peso específico de las partículas sólidas, G_s	20	2.61	2.47	2.72
Contenido en carbonatos, $CaCO_3$ (%)	14	38	32	45
Humedad natural, w (%)	18	17	13	24
Densidad seca, γ_d (g/cm^3)	23	1.8	1.6	2.2
Resistencia a compresión simple, σ_c (MPa) ²	15	18	8	27

¹ 9 de las 24 muestras resultaron no plásticas debido a posibles coincidencias con niveles arenosos frecuentes. La mayoría de las muestras se clasifican como CL (clasificación USCS).

² Los valores de resistencia a compresión simple permiten clasificar a la formación como roca blanda (ISRM, 1981) e indican una cementación y competencia mucho mayor a la presentada por los autores citados anteriormente, más característica de una marga o lutita (>20 MPa; González de Vallejo, 2002).

Tabla 1. Parámetros de identificación, estado natural y resistencia de las margas sobreconsolidadas de estudio

3. ENSAYOS DE RESISTENCIA AL CORTE EFECTUADOS

3.1. ENSAYOS DE CORTE DIRECTO CON MUESTRAS INALTERADAS

Se llevaron a cabo siete ensayos del tipo consolidado-drenado con muestras inalteradas, con tensiones verticales entre 98 y 1079 kPa. Este valor tan elevado de tensión vertical se utilizó para compensar la presión de hinchamiento que presentaron algunas muestras, con valores de hasta 700 kPa.

Las curvas tensión-deformación muestran un comportamiento frágil fuertemente marcado. La Figura 2a recoge un ejemplo en el que se puede ver que, para un desplazamiento horizontal menor de 1 mm, se alcanza una resistencia tangencial máxima que se degrada de manera acusada y casi inmediata con el aumento de las deformaciones tangenciales, hasta alcanzar la denominada resistencia tangencial residual del primer ciclo. Como se puede apreciar en la Figura 2b, la resistencia de pico se ha alcanzado mayoritariamente para desplazamientos de entre 0.5 y 1.5 mm, sin aparente relación con la tensión vertical aplicada, como indican también Alonso y Gens (2006).

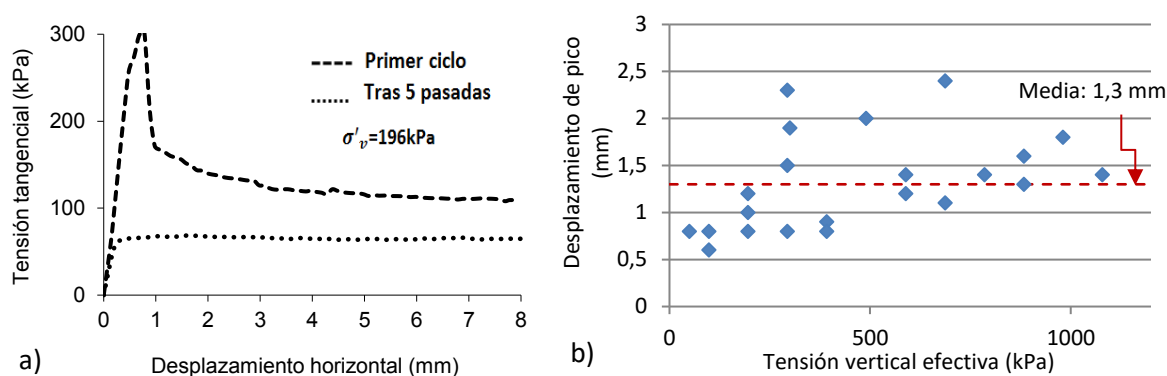


Figura 2. a) Comportamiento frágil. Ensayo de corte directo con muestra inalterada. b) Desplazamiento alcanzado en estado de pico.

Posteriormente, se determinó una segunda resistencia residual mediante la realización manual de 5 pasadas de la caja de corte, a una velocidad superior a la del ensayo anterior, para generar con nitidez el plano de corte. Una vez realizada esa operación, se dejó la muestra en reposo durante 24 horas para establecer el equilibrio de presiones, y se efectuó un nuevo ensayo de corte directo, de la manera habitual. De este modo se obtuvo una segunda resistencia residual del material, con valores inferiores a los del primer corte, debido a una mayor reorientación de los minerales arcillosos en la dirección de la tensión tangencial aplicada. A este respecto, es interesante destacar que la futura norma europea sobre corte directo (prEN ISO 17892-10) recoge explícitamente este procedimiento de ensayo.

La interpretación de las curvas tensión-deformación ha dado lugar a resultados algo dispares

para la resistencia de pico, con valores de cohesión que varían entre 120 y 520 kPa, y ángulos de rozamiento de entre 35 y 58°, con un valor medio de 225 kPa de cohesión y un ángulo de rozamiento de 47°, como puede verse en la Figura 3a. Por su parte, la resistencia residual obtenida de la primera curva de rotura se puede cuantificar mediante ángulos de rozamiento entre 23 y 45°, y cohesiones nulas.

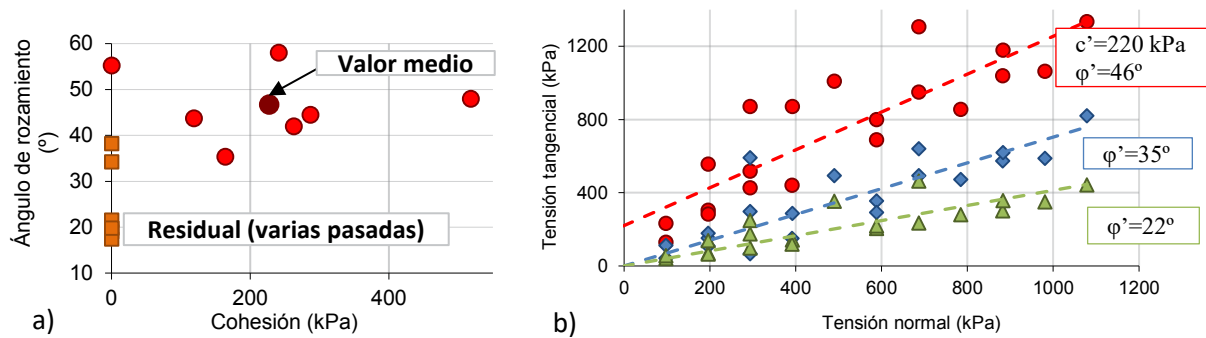


Figura 3. a) Parámetros de resistencia de pico. b) Análisis global: ensayos de corte directo

En el caso de los ensayos tras varias pasadas, los ángulos de rozamiento resultaron inferiores, oscilando entre 17 y 38°, y cohesiones nulas (también en Figura 3a). La Figura 3b recoge los resultados individuales de todas las probetas ensayadas con objeto de hacer un análisis global. De forma general se podría decir que el ángulo de pico es de unos 46° con una cohesión de 220 kPa, y la primera y la segunda residual son de 35° y de 22°, respectivamente, ambas con cohesiones nulas.

3.2. ENSAYOS DE CORTE DIRECTO CON MUESTRAS REMOLDEADAS

Como principal avance respecto al estudio presentado por Estaire y Montero (2016) se ha empleado un método adicional para evaluar la resistencia residual de la formación en laboratorio. Se han ensayado tres muestras remoldeadas a la humedad del límite líquido en el equipo de corte directo.

Desafortunadamente, estas tres muestras, procedentes de mayores profundidades y con valores de resistencia a compresión simple sensiblemente mayores que las anteriores, presentaron problemas durante su ensayo, en condiciones alteradas, en el equipo de corte directo convencional. En estas probetas el plano de corte se desarrolló por discontinuidades naturales del material, que no estaban en el plano horizontal de corte de la caja, provocando que ésta se levantara, de tal manera que se obtuvieron resultados difíciles de interpretar y de poca fiabilidad, por lo que no se han incorporado en el análisis conjunto.

En la Figura 4, se aprecia que las curvas de rotura resultantes del ensayo de corte directo y corte anular con una de las muestras remoldeadas a la humedad del límite líquido son

similares y muestran una resistencia residual constante prácticamente desde el comienzo del ensayo. Sin embargo, los ángulos de rozamiento deducidos a partir del ensayo de corte anular (22° , 17° y 26°) son o bastante inferiores o similares a los obtenidos a partir del ensayo de corte directo (44° , 25° y 23° , respectivamente). Esto puede ser debido a que en el primer caso el plano se forma de manera “natural” por la zona de menor resistencia, mientras que la caja del corte directo obliga a producir el corte por un plano predeterminado.

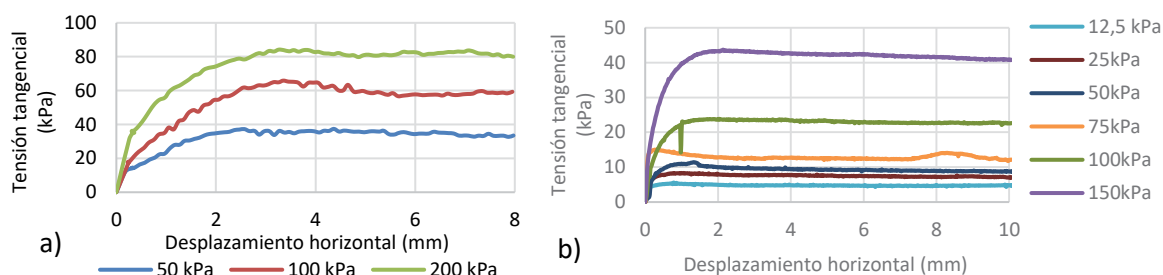


Figura 4. Curvas de rotura del ensayo de corte directo (izquierda) y de corte anular (derecha) con muestra remoldeada con la humedad del límite líquido.

3.3. ENSAYOS TRIAXIALES

Se realizaron cinco ensayos triaxiales de tipo consolidado drenado que han permitido observar de nuevo el comportamiento rígido y frágil de este material (Figura 5a). Debido a la difícil interpretación de los resultados individuales se ha optado por realizar un análisis global que recoja en un único gráfico todas las probetas ensayadas (Figura 5b). Este análisis permite realizar un buen ajuste con el que se obtiene una cohesión nula y un ángulo de rozamiento de unos 56° para el estado de pico. Por su parte, el estudio de las tensiones desviadoras que se obtienen para grandes desplazamientos permite caracterizar la resistencia residual con una cohesión nula y un ángulo de rozamiento de unos 39° , algo superior al obtenido para el ensayo de corte directo (de unos 35°).

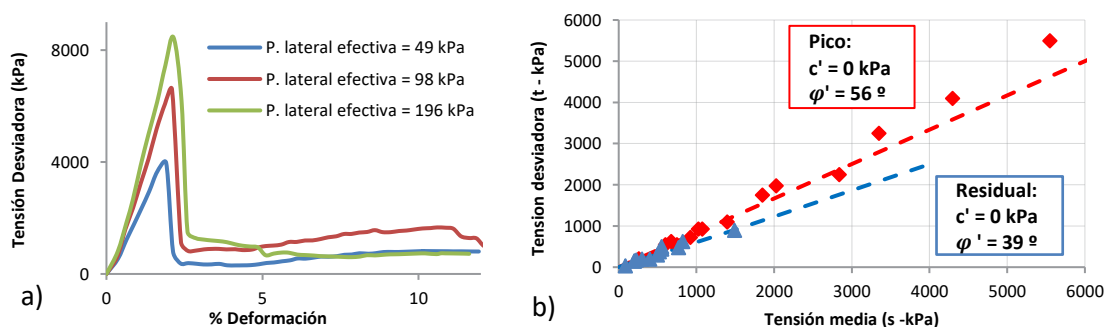


Figura 5. a) Comportamiento frágil. Ensayo triaxial sobre muestra alterada. b) Análisis global: ensayos triaxiales.

3.4. ENSAYOS DE CORTE ANULAR

Se han llevado a cabo ensayos de corte anular, con las mismas siete muestras ensayadas mediante corte directo y con tres muestras adicionales (apartado 3.2.). El equipo utilizado es el de Bromhead siguiendo un procedimiento combinado de ensayo a partir de las normas ASTM D6467 y BS 1377: Part 7.

Los ángulos de rozamiento derivados de este ensayo han resultado entre 6 y 20°, con un valor medio de 10°, con cohesiones nulas. En la Figura 6 se puede apreciar como el valor medio del ángulo de rozamiento es similar al obtenido a partir de un análisis global de todas las probetas (11°). Adicionalmente, se ensayó una muestra procedente de la superficie de rotura detectada por los inclinómetros, obteniéndose un ángulo de rozamiento de 15° y cohesión nula.

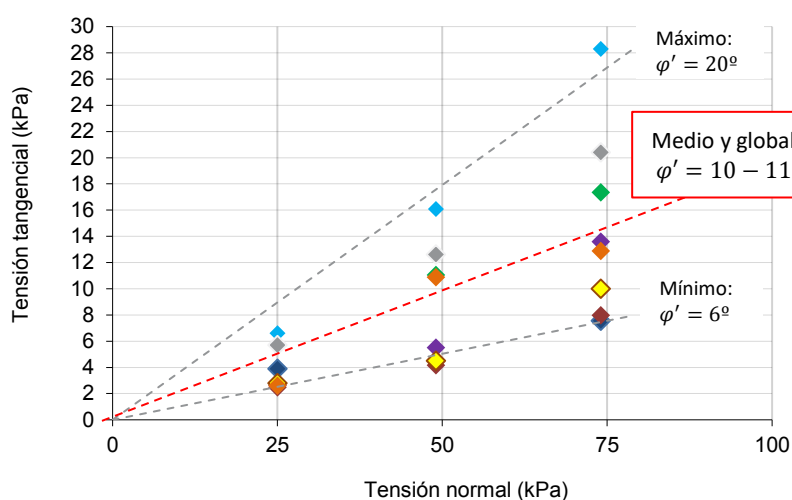


Figura 6. Análisis global: ensayos de corte anular.

La preparación de las muestras se realizó desmenuzando y secando el material al aire, para posteriormente pasarlas por el tamiz de 0,4 mm y añadir agua hasta alcanzar una humedad cercana al límite líquido. Con el fin de evitar la expulsión de muestra (Figura 7a) se empleó una probeta para cada una de las tensiones verticales aplicadas, y, de manera general, tensiones verticales bajas (25, 50 y 75 kPa). Como indican Stark y Vettel (1992), conforme la placa porosa superior asienta en el portamuestras puede dar lugar a la expulsión de muestra, quedando esta última atrapada entre el portamuestras y la placa superior, generándose una mayor resistencia al corte. Estos autores sugieren un nuevo procedimiento de ensayo limitando el asiento de la placa a 0,75 mm. En el presente estudio se han llegado a registrar asientos de 1,53 mm durante el proceso de precorte.

Los ensayos comenzaron con una consolidación, tras la inundación de la muestra, bajo la tensión vertical deseada, añadiendo los pesos en varias etapas hasta llegar al total, con objeto de minimizar la expulsión de muestra entre las paredes de la célula y la placa superior.

Posteriormente se generó el plano de corte, girando la placa inferior con una velocidad de giro de 28°/min durante unos 10 minutos.

Tras observar irregularidades en los tres primeros ensayos (detalladas más adelante) se optó por retirar peso hasta alcanzar la carga vertical menor durante el proceso de precorte (procedimiento recomendado en la norma ASTM D6467-6a), de nuevo con el fin de reducir la expulsión de muestra durante este proceso. La recolocación de la carga vertical total se llevaba a cabo inmediatamente después del precorte con intervalos de tiempo de diez minutos entre cada carga, para dejar pasar posteriormente el tiempo necesario hasta el equilibrio de presiones. Además, se modificó el rango de medida, aumentando el número de mediciones tomadas en un tiempo concreto (una medida por minuto). Siguiendo este procedimiento se logró una menor expulsión de muestra y se registraban resultados de curvas de rotura habituales.

Durante el proceso de corte, última etapa del ensayo, la velocidad de giro empleada fue de 0,024°/min.

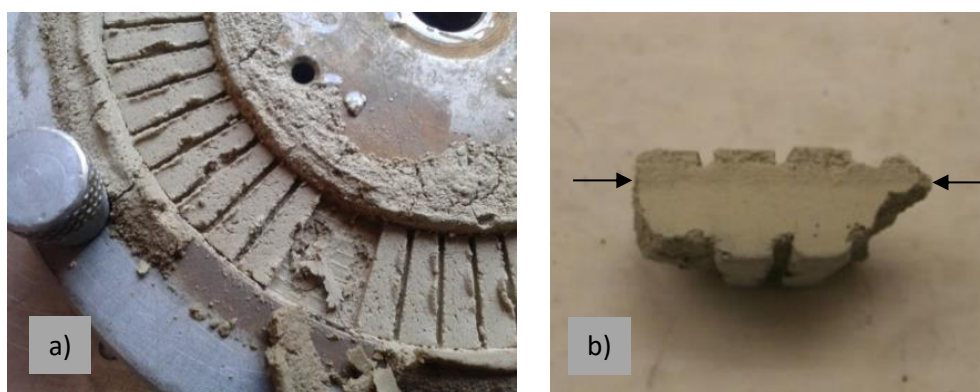


Figura 7. a) Placa inferior del equipo con acumulación de muestra expulsada entre las paredes de ambas placas.
b) Posible plano de corte en muestra secada a temperatura ambiente tras su ensayo.

Como se ha comentado anteriormente, en los primeros ensayos efectuados se observaron, en las curvas de rotura, unos picos que se repetían a una frecuencia de desplazamiento más o menos constante, y que, en ocasiones, desviaban enormemente la tendencia normal de las curvas. Se pensó que una de las razones de la repetición de estos saltos era que el plano de corte generado estuviera en el contacto entre la muestra y la tapa superior de la caja, dado que el espesor de la muestra es pequeño (8-9 mm) y se había constatado salida del material durante la consolidación. Esto hizo que en los ensayos posteriores, se fuera a la búsqueda del plano de corte.

En ciertas muestras como la de la Figura 7b, se observaron marcas externas de un posible plano de corte que, sin embargo, no continuaban en la sección transversal, donde se debería observar una reorientación más clara (ni siquiera al microscopio). Por lo que no se

encontraron hechos concluyentes a este respecto a pesar de que los parámetros resistentes obtenidos en el presente estudio, derivados de este ensayo, son acordes a los presentados por otros autores para esta formación. En este sentido, es conveniente destacar que hay autores como Fedá (1992) y Zhang et al. (2011), entre otros, en cuyos ensayos se aprecia claramente la formación del plano de corte, quizás debido a la utilización de otros equipos de corte anular.

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. COMPARACIÓN DE RESISTENCIAS RESIDUALES

La comparación de las resistencias residuales obtenidas mediante los ensayos de corte directo (en la primera pasada, tras las pasadas sucesivas y con algunas muestras remodeladas a la humedad del límite líquido) y de corte anular, y la deducida del análisis retrospectivo de estabilidad se ha realizado mediante la Figura 8a. A su vez, en la Figura 8b se ha llevado a cabo una recopilación simplificada de roturas en formaciones similares (Alonso, 2005), con los deslizamientos de Carambolo, S.Sadurní, El Bierzo, La Riba y Cortes, incorporando el caso de la rotura de Aznalcóllar y los valores resultantes de los análisis globales del presente estudio.

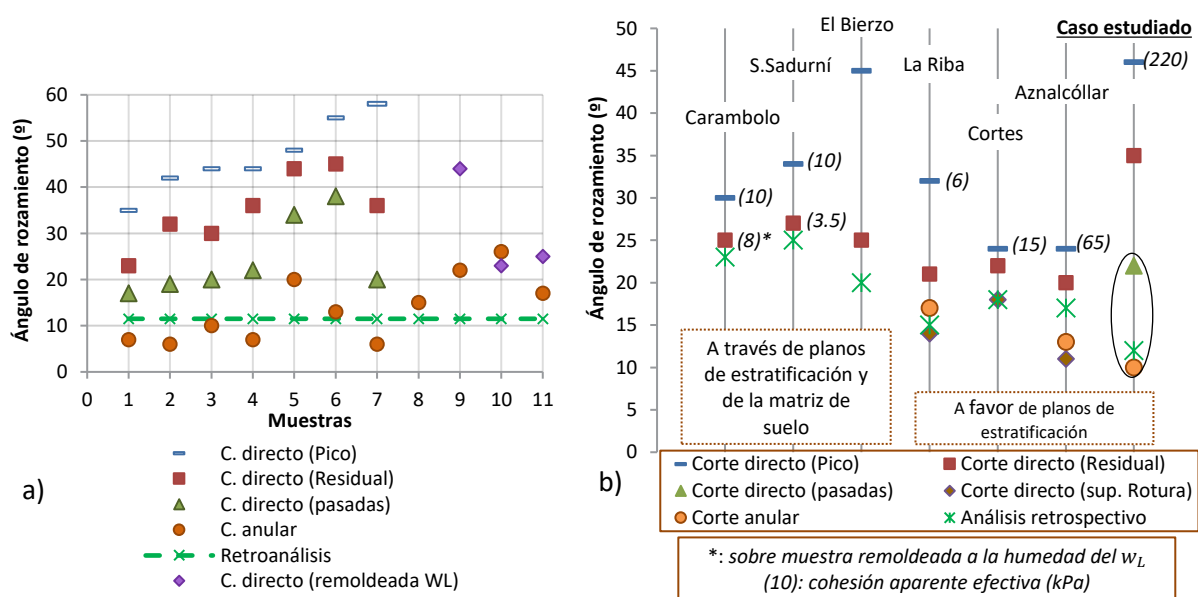


Figura 8. a) Valores de ángulos de rozamiento en función del ensayo o método aplicado. b) Síntesis de resultados de ángulos de rozamiento en función del ensayo o método aplicado y comparación con otros deslizamientos.

El análisis de las figuras anteriores permite realizar las siguientes consideraciones:

- Las resistencias residuales halladas mediante el ensayo de corte directo con varias pasadas y el ensayo de corte anular, con muestras remoldeadas a la humedad del límite líquido, parecen ser las más aproximadas a los valores resultantes del análisis retrospectivo ($\phi'=10-11^\circ$). Aunque tres muestras son poco representativas, los resultados del ensayo de corte directo con muestras remoldeadas a la humedad del límite líquido, también proporcionan resultados próximos al considerado como más cercano a la rotura real.
- Los valores de pico y residuales hallados mediante el ensayo de corte directo convencional superan, en el caso estudiado, a los proporcionados por el análisis de estabilidad a posteriori.
- Se observa una buena correlación entre el estudio de Aznalcóllar y el actual en relación a la disposición de los resultados de resistencia que proporcionan los diferentes métodos estudiados, quedando en ambos casos ligeramente subestimado el ángulo de rozamiento de rotura (retroanálisis) mediante el ensayo de corte anular.
- Comparando los resultados obtenidos con los discutidos por Alonso (2005), en formaciones similares, se puede apreciar que los valores de pico obtenidos en el ensayo de corte directo siempre sobreestiman los valores en rotura o proporcionados por el retroanálisis de deslizamientos en materiales de este tipo (suelo duro-roca blanda). En los casos de estudio de este autor, los ángulos obtenidos a partir del ensayo de corte directo sobre la superficie real de rotura son los más cercanos a los derivados de los análisis retrospectivos (sobre todo en el caso de deslizamientos a favor de planos de estratificación) y, en algún caso, también, los proporcionados por el ensayo de corte anular y por el corte directo residual.

4.2. ÍNDICE DE FRAGILIDAD

Con los resultados de los ensayos de corte directo, se ha calculado el índice de fragilidad (I_B), como $I_B = \sigma_p - \sigma_r / \sigma_p$, tal como lo propuso Bishop (1967). Skempton (1964), Bjerrum (1967) y Bishop (1971) mencionan con frecuencia la rotura progresiva como un mecanismo que lleva a la inestabilidad de las arcillas sobreconsolidadas, cuya importancia es mayor a medida que aumenta la fragilidad.

En la Figura 9 se ha comparado el índice de fragilidad de la formación de estudio con el de otras formaciones arcillosas inglesas, estudiadas por Bishop et al. (1971), y, las arcillas azules del Guadalquivir, estudiadas por Alonso y Gens (2006) en el caso de Aznalcóllar. En la figura se observa, en general, una reducción del I_B con el aumento de la tensión vertical aplicada. Por otra parte, los valores obtenidos en este estudio concuerdan con los publicados para las arcillas azules del Guadalquivir en el estudio de la rotura de Aznalcóllar y son semejantes a los valores deducidos para las arcillas azules de Londres alteradas. Gracias al presente estudio se ha podido incluir un nuevo valor de I_B a los ya aportados por Estaire y Montero (2016).

Por último, gracias a las elevadas tensiones aplicadas, se dispone de una información

adicional de la variación del índice de fragilidad con la tensión vertical, deduciéndose una cierta asíntota con valor entre 40 y 50%.

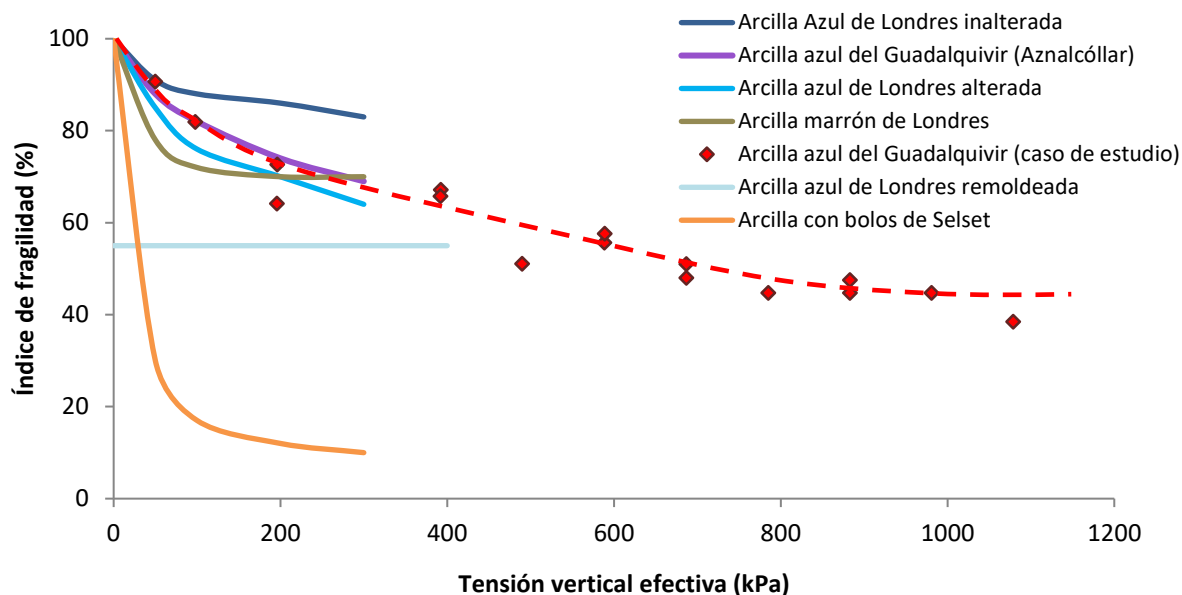


Figura 9. Comparación del índice de fragilidad de la formación de estudio con otros valores propuestos en la literatura

5. RESUMEN Y CONCLUSIONES

- Los deslizamientos en los que el mecanismo de rotura es el reblandecimiento de una capa de margas por acumulación de agua y generación de un plano de debilidad favorable, están claramente regidos por la resistencia residual del material.
- Se ha concluido que el ensayo de corte anular con muestras remoldeadas a la humedad del límite líquido es el método más aproximado para averiguar la resistencia en rotura, al compararla con la deducida de los ensayos retrospectivos de estabilidad, aunque el ensayo de corte directo con muestra inalterada tras varias pasadas y con muestra remoldeada a la humedad del límite líquido, también parecen ofrecer un resultado aceptable. Respecto al ensayo de corte anular se observan mejoras en cuanto a resultados y menor expulsión de muestra al emplear el procedimiento de descarga a la tensión vertical menor durante el proceso de precorte (ASTM D6467-06a).
- Mediante ensayos de corte directo y triaxiales se constata el comportamiento frágil de estos materiales. El índice de fragilidad de la formación estudiada queda comprendido entre el de la arcilla azul de Aznalcóllar y la arcilla azul de Londres alterada, obteniéndose un valor asíntótico cercano al 40-50% para tensiones verticales efectivas muy elevadas (casi 1000 kPa).

REFERENCIAS

- Alonso, E., 2005. Parámetros de resistencia en cálculos de estabilidad. *VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Valencia, pp. 1-65.
- Alonso, E. E. and Gens, A., 2006. Aznalcóllar dam failure. Part 1: Field observations and material properties. *Géotechnique*, 56 (3): 165-183.
- ASTM D6467-06a. Standard Test Method for Torsional Ring Shear Test to Determine Drained Residual Shear Strength of Cohesive Soils.
- Bishop, A.W., 1967. Progressive failure: with special reference to the mechanism causing it. Panel discussion. Proceeding geotechnical conference. Oslo. Vol. 2. p. 152
- Bishop, A.W., 1971. The influence of progressive failure on the choice of the method of stability analysis. *Géotechnique (Technical Notes)*, 21 (2): 168-172.
- Bishop, A. W., Green, G. E., Garga, V. K., Andresen, A. and Brown J. D., 1971. A new ring shear test apparatus and its application to the measurement of residual strength. *Géotechnique*, 21 (4): 273-328.
- Bjerrum, L., 1967. Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*, ASCE, 93: 3-49
- BS 1377-7:1990. Methods of test for soils for civil engineering purposes. Shear strength tests (total stress): 6. Determination of residual strength using the small ring shear apparatus.
- Estaire, J. y Montero, N. S., 2016. Análisis para determinar la resistencia residual al corte de unas margas sobreconsolidadas. *X Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica*, A Coruña, pp. 371-378.
- Feda, J., 1992. Creep of soils and related phenomena. Elsevier, New York, 423 pp.
- Galera, J. M.; Checa, M.; Pérez, C.; Williams, B.; y Pozo, V., 2009. Caracterización de detalle de las margas azules del Guadalquivir mediante ensayos in situ y de laboratorio. *Ingeopres*, 186: 16-22.
- González de Vallejo, L. I., 2002. *Ingeniería geológica*. Pearson Educación, 744 pp.
- Oteo, C. S. y García de la Oliva, J. L., 1995. Contribución a la caracterización geotécnica de las margas españolas (versión española). *Simposio "Craies et Schistes"*, Bruselas.
- Oteo, C. S., 1998. Las Margas Azules del Guadalquivir y la inestabilidad de taludes. *I Congreso Andaluz Carreteras*, Granada.
- prEN ISO 17892-10. Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 10: Direct shear tests.
- Skempton, A.W., 1964. Long-term stability of clay slopes. *Géotechnique*, 14: 77-101.
- Stark, T. D. and Vettel, J. J., 1992. Bromhead Ring Shear Test Procedure. *Geotechnical Testing Journal*, 15: 24-32
- Tsige, M., 1999. Microfábrica y mineralogía de las Arcillas Azules del Guadalquivir y su influencia en las propiedades geotécnicas. *Monografía nº 67, Ministerio de Fomento, Ed. CEDEX*; Madrid
- Zhang, M.; Yueping, Y.; Ruilin, H.; Shuren, M. and Yongshuang, Z., 2011. Ring shear test for transform mechanism of slide-debris flow. *Engineering Geology*, 118: 55-62.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer especialmente su colaboración a las siguientes personas del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX: Mauro Muñoz, José L. Toledo, José. A. Casado.

INFLUENCE OF THE CLIMATE CHANGE ON THE EVOLUTION OF SOIL BEARING CAPACITY: AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE EFFECTS OF FREEZING/THAWING CYCLES

Jérémy TORCHE*, Erika PRINA HOWALD*

* Territorial Engineering Institute (insit)
Department of Built Environment & Geoinformation (EC+G)
School of Engineering and Management Vaud (HEIG-VD), Yverdon-les-Bains, 1401, Switzerland

ABSTRACT

One of the consequences of global warming is the increasing of the phenomenon of cyclical freezing / thawing of the soils.

This preliminary experimental study aims to understand and quantify the variations in the behaviour of a silty soil subjected to a cycle of freezing / thawing through a series of laboratory tests. After a soil characterisation, shear and oedometric tests are performed before and after freezing on several soil specimens. The results, which are temporary and not exhaustive, are deduced from the oedometric curves and Mohr-Coulomb diagrams obtained. Some comments can be drawn from the superimposition of the oedometric curves and Mohr-Coulomb diagrams of the soil before and after freezing.

All tests are carried out according to Swiss standards.

1. INTRODUCTION

In the current context of global warming, it is important to better understand the phenomenon of soil freezing / thawing. The swelling of the soil during its freezing phase and its shrinkage during thawing phase can cause enormous damages to the built environment. Therefore, it is necessary to find a way to quantify the changes in the characteristics of a frozen soil when it is thawing (Dysli, 2007).

The phenomenon of thawing, as a consequence of global warming, affects permafrost (permanently frozen soils). In Europe, the Alpine regions are mostly characterised by the presence of permafrost. Switzerland, according to its geographical position and geomorphology, is clearly very concerned by this phenomenon.

Transport infrastructures, mountain chalets and ski areas facilities are the most exposed elements, because of the possible loss of bearing capacity of the underlying soils during thawing. These structures were probably designed based on the characteristics of frozen underlying soils, without taking into account the phenomenon of thawing and its possible consequences. The effects of cyclical variations of the characteristics of soils can also cause fatigue problems on the infrastructures mentioned above.

This experimental study attempts to quantify the variations of the characteristics of a silty soil subjected to a cycle of freezing / thawing. At first, a characterisation of the soil studied is carried out in terms of (i) granulometry, (ii) Atterberg limits, (iii) optimal water content at which the soil achieve its maximum dry density (Proctor test) and (iv) Bulk density. Then, oedometric and shear tests are performed in order to have the shear strength and the compressibility properties of the soil before freezing, as reference case. After this characterisation phase, oedometric and shear tests are carried out on the soil after a cycle of freezing / thawing. This procedure is performed on various specimens in order to find a correlation in the obtained results. Finally, the variations of the soil characteristics are deduced by superimposing the obtained shear curves and oedometric curves before freezing and after a cycle of freezing /thawing.

2. SOIL CHARACATERISATION

The soil studied was collected from the washing sludge of a lacustrine gravel. A full characterisation of the soil was necessary before testing the effects on the soil of a cycle of freezing / thawing. Firstly, the distribution of particles sizes of the soil was determined with a full granulometric analysis (screening and sedimentometry). Then, the laboratory test to define critical water contents of the soil (plastic limit and liquid limit) were performed. Before realising the specimens for shear and oedometric tests, the Proctor compaction test was carried out to find the optimal water content for saturated soil and dry soil. All the specimens and the subsequent tests were carried out with the optimal water content for saturated soil.

The bulk density was measured and then the samples were realised, estimating an original soil depth of 3.5 meters. Several shear tests were carried out and compared in order to validate the method used to realise the soil specimens and guarantee the regularity of the measurements.

Granulometry

The granulometric curve of the soil studied is between 0.002 mm and 0.3 mm, which means that the silt component is approximately the 99% of the soil. Silts are very sensitive to the effect of frost and that is the reason why this type of soil was chosen to carry out this study.

Atterberg Limits

Three Atterberg limit tests were carried out on the soil. An average value was calculated starting from the obtained results for the two limits, providing a value of 18.1% for the plasticity limit and 29.1% for the liquidity limit. The plasticity index I_P is 11%.

Bulk density

The measurements of this soil property were performed by hydrostatic weighing. In order to obtain the variation of the Bulk density according to the water content, several tests were carried out with four different water content values: 14%, 16%, 18% and 20%. As a result, the Bulk density presented a little variation between 1.98 g/cm³ and 2.05 g/cm³. Therefore, for all the following tests, the assumed value of Bulk density for the soil studied is 2 g/cm³, which corresponds to 20kN/m³.

Proctor test

The Proctor compaction test was carried out in a Proctor mold type A in 3 layers of 25 shots each, with a hammer of 2.5 kg and a drop height of 305 mm. The optimal water content of the moist soil is about 18%, and 16% for the dry soil.

However, the 18% water content does not correspond to the 100% degree of saturation of the soil. The value of the solid particle density γ_s is generally between 26 and 27 kN/m³. According to these values, the degree of saturation S_r was calculated, giving as results $S_r = 93\%$ with $\gamma_s = 26$ kN/m³ and $S_r = 88\%$ with $\gamma_s = 27$ kN/m³. In order to achieve a 100% degree of saturation, the required water content should be between 20.3% and 21.5%. The average of these two values was taken into account for the following tests, i.e. a water content of 20.9%.

3. TESTS BEFORE FREEZING (REFERENCE CASE)

In order to have a reference case of the shear strength and the compressibility properties of the soil before freezing, a shear test and an oedometric test were performed.

3.1 Compressibility properties

The oedometric test was performed with 18 loading stages of 24 hours each. These are the stress values (in kPa) used for the test: 5, 10, 20, 40, 70, 40, 20, 10, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 400, 200, 100, 50. The initial stress of the drill core was about 70 kN/m² (depth estimated at 3.5 meters and Bulk density of 20 kN/m³).

The initial void ratio deduced from this trial is:

$$e_0 = 0.603.$$

The compression index is:

$$Cc = -0.0563.$$

The swelling index is:

$$Cs = -0.00473.$$

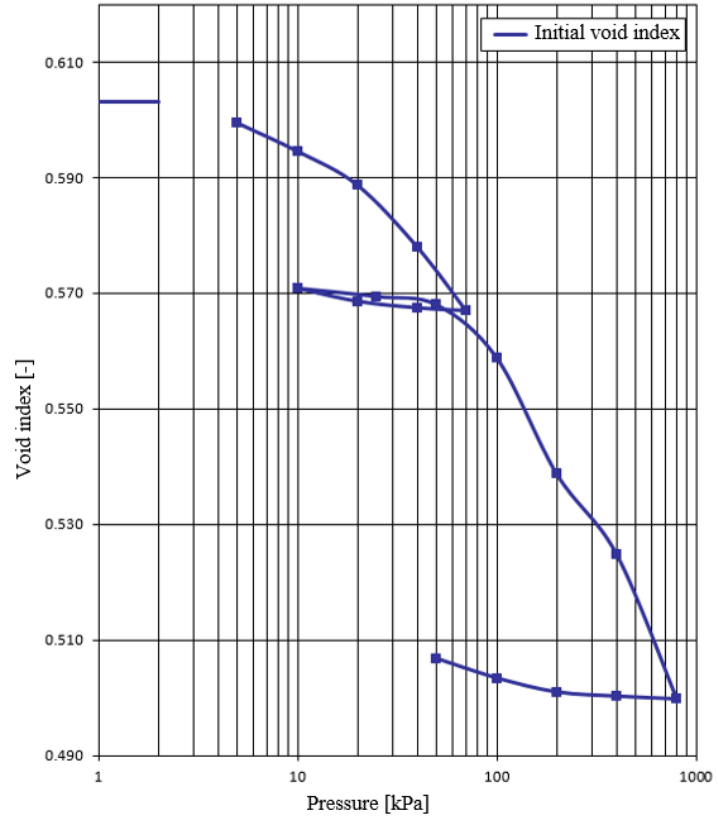


Fig. 1 Oedometric curve before freezing.

3.2 Shear strength

The values of shear stress, normal stress and water content w considered for performing the shear test are presented here below:

Point	Shear stress [kPa]	Normal stress [kPa]	w [%]
1	45.56	68	21.84
2	75.56	136	20.98
3	103.61	204	20.90

Table 1 Parameter values for shear test.

Cohesion c' and internal friction angle φ of silty soil at a water content $w = 20.9\%$ were determined from the Mohr-Coulomb diagram (Fig. 1). As a reminder, the cohesion is the ordinate at the origin of the regression curve and the angle of internal friction is the slope of the curve. This soil therefore presents a cohesion $c' = 16.9$ kN/m² and an angle of internal friction $\varphi = 23.1^\circ$.

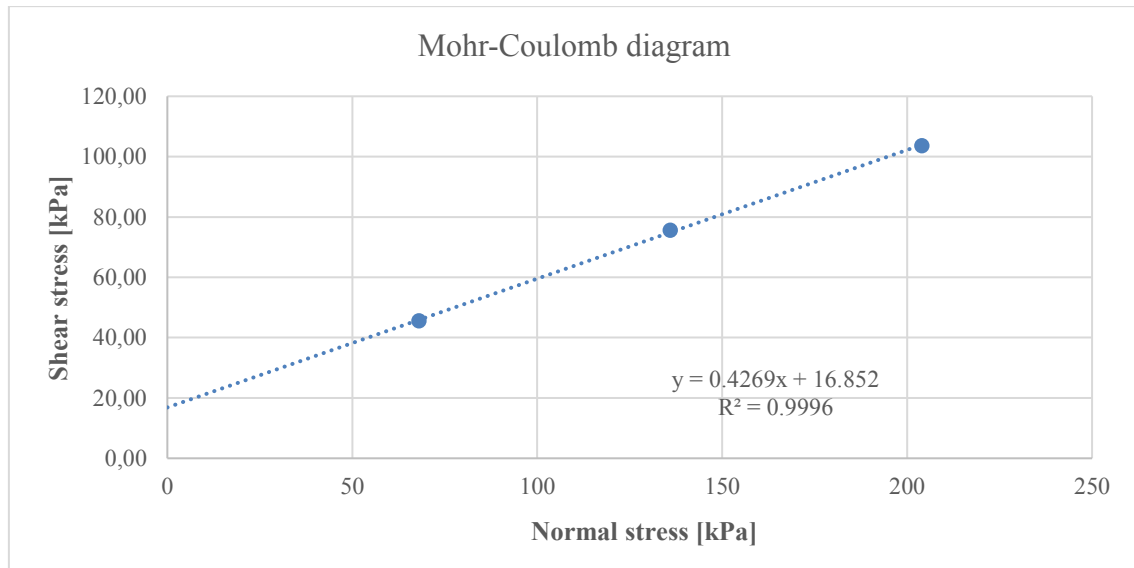


Fig. 2 Mohr Coulomb diagram.

4. TESTS AFTER FREEZING

After the soil characterisation and the definition of the shear strength and the compressibility properties of the soil before freezing (reference case), the specimens prepared were frozen in an air-conditioned cabinet. Firstly, a first group of specimens were kept in the cabinet for 3 days; then a second group of specimens was tested after 18 days of freezing.

4.1 Visual description of specimen condition after frost

After the freezing phase, many ice lenses appeared on the frozen specimen. They are clearly visible on the whole surface of the drill core. Numerous vertical cracks also appeared. The overall appearance of the frozen drill core can be described as "cracked".



Fig. 3 Specimen before freezing (left) and frozen (right).



Fig. 4 Specimen after freezing.

The evidence of the cracks seemed minor after thawing, but the voids in the specimen are greater than before freezing. Since they strongly weaken the soil, precautions had to be taken to handle the specimens and keep them intact for the realisation of the tests. Unfortunately, many drill cores were too deteriorated to achieve something. About 50% of the collected frozen specimens were in these conditions, or even completely destroyed by the freezing (Fig. 5).



Fig. 5 Cracks induce by freezing (left) and specimen destroyed by freezing (right).

Note that the specimen opened in two from top to bottom. The degradations due to ice were too strong. The split in two of the drill core was recorded in a short video.

4.2 Compressibility properties

3-days freezing oedometric tests

The first experiments were carried out after a 3-days freezing phase.

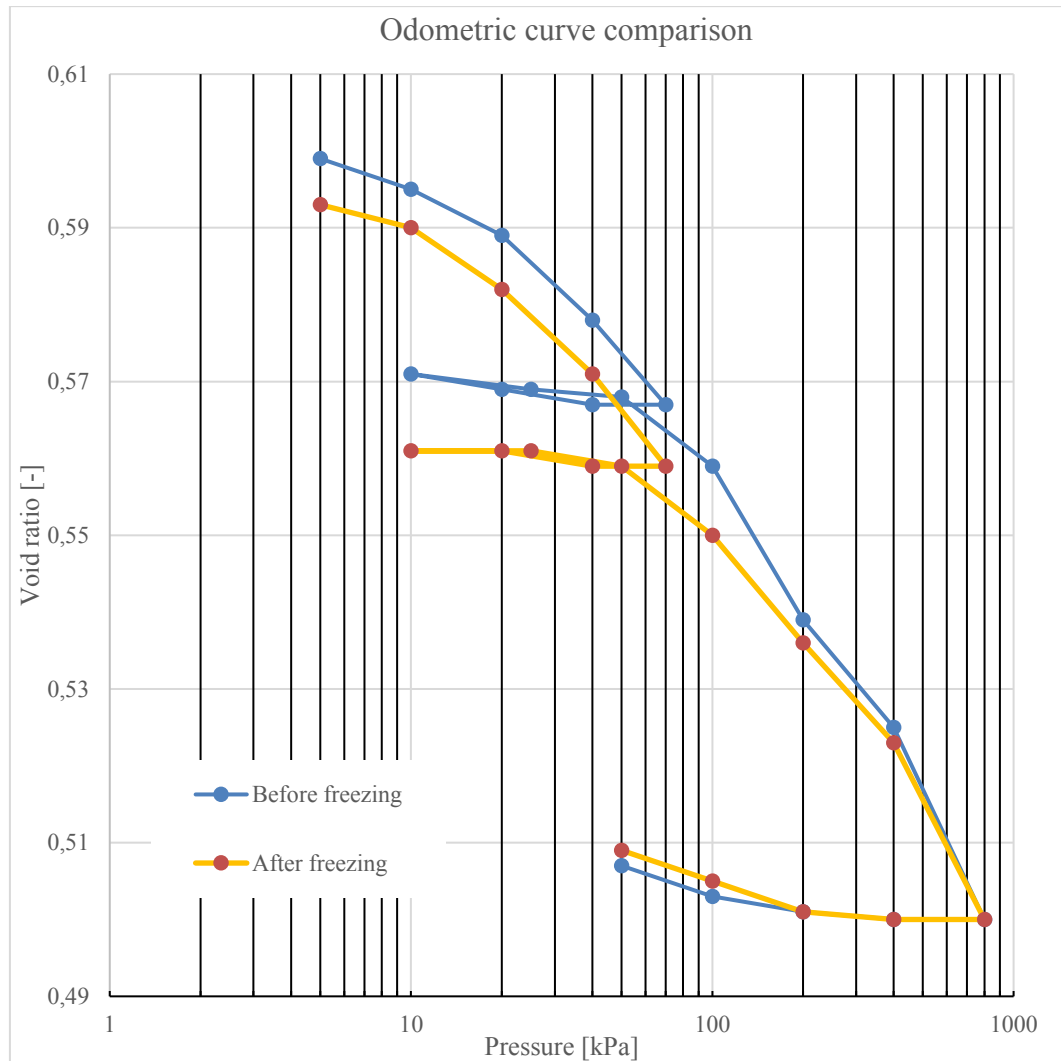


Fig. 6 Comparison between oedometric curves before freezing and after 3 days of freezing.

We can see from these two oedometric curves that the differences between the test before freezing (in blue) and the test after freezing (in yellow) are minimal. Here below a summary of the characteristics calculated from these tests according Vulliet et al. (2016).

Parameters	Before freezing	After freezing
e_0	0603	0595
C_s	-0.00473	-0.00367
C_c	-0.0563	-0.0639

Table 2 Index summary

18-days freezing oedometric tests

Since the difference was minimal probably due to a too short freezing time, it was decided to extend the duration of the freezing phase to 18 days.

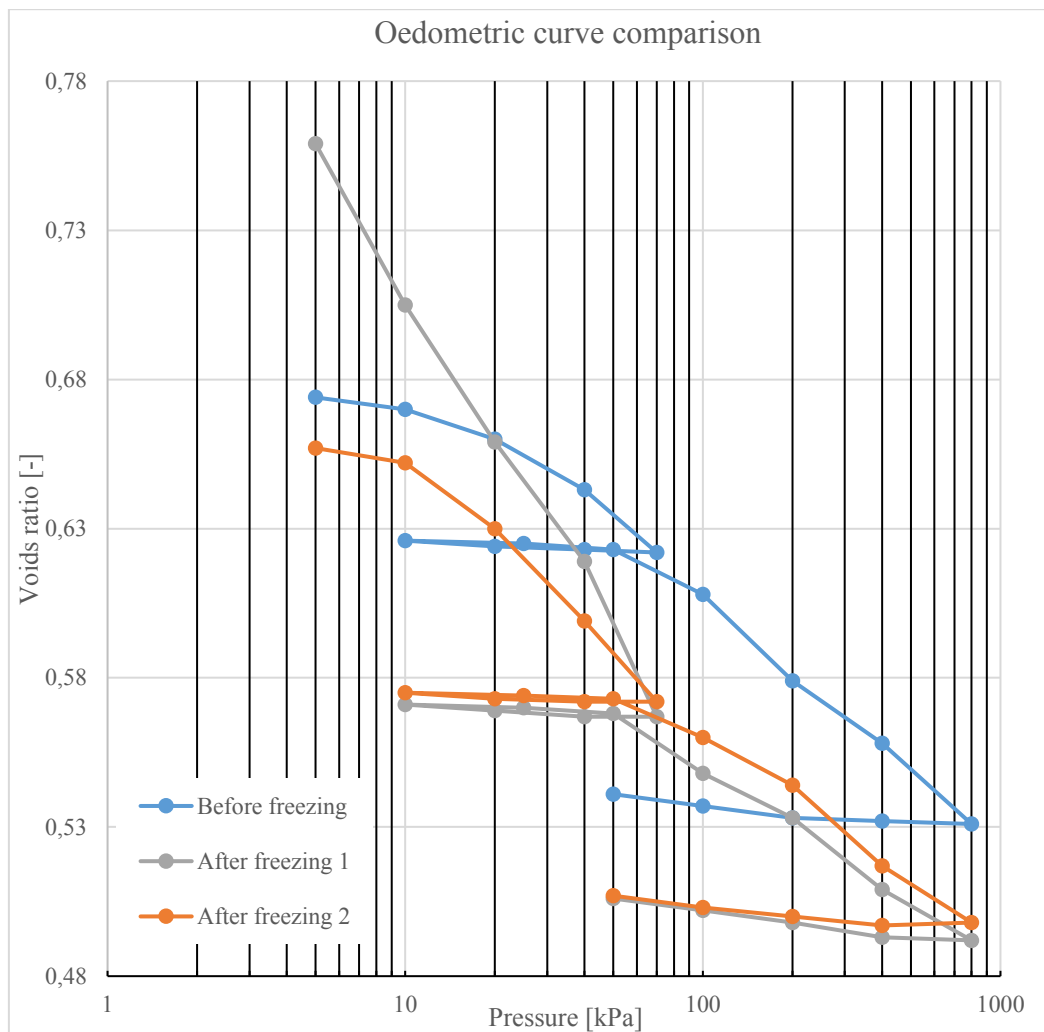


Fig. 7 Comparison between oedometric curves before freezing and after 18 days of freezing.

Test	Before the freezing	after the freezing 1	After the freezing 2
e_0	0680	0818	0675
C_s	-0.00473	-0.00473	-0.00355
C_c	-0.0875	-0.0631	-0.0623

Table 3 Index summary

The oedometric curve after a freezing / thawing phase 1 has a different appearance. First, the initial void ratio increases from 0.68 to 0.818, an increase of almost 20%.



Fig. 8 Specimens with voids caused by the ice lenses.

The initial void ratio of the second test after 18 days of freezing is close to the initial state.

The behaviour of the curves on the bearing discharge is identical. The swelling index C_s , which is the slope of the approaching hysteresis cycles, varies very little. The two curves after 18 days of freezing are very well superimposed between the pressure values of 50 kPa and 800 kPa. This is confirmed by the determination of the compressibility index, whose deviation is less than one thousandth. The effect of the prolonged freezing is identical on the two curves. At 800kPa of stress, the void ratio of the two tests carried out after the freezing decreases. The index is 0.531 for the unfrozen soil and increases to 0.492 (after freezing / thawing test 1) and to 0.498 (after freezing / thawing test 2).

4.3 Shear strength

It was relatively difficult to carry out these tests because the specimens are greatly weakened by the residual voids left by the ice lenses, as mentioned above (v. Paragraph 4.1). The drill cores can be destroyed very easily, sometimes just because of the effect of gravity.

Performing the shear test on the frozen soil was even more difficult. Indeed, the preparation of the soil specimen can damage the material. This is why only one such test was carried out. The test gave a cohesion $c' = 62.9 \text{ kN/m}^2$ and an internal friction angle $\varphi = 27.1^\circ$.

The first test carried out on the ground after an 18-day gel phase gave a very high internal friction angle $\varphi = 47^\circ$. The results obtained for the three shear tests carried out after 18 days of freezing and 24 hours of thawing, as well as their graphical representation, are presented here below.

Test No. 1: $c' = 21,9 \text{ kN / m}^2$, $\varphi = 47^\circ$

Test No. 2: $c' = 5,4 \text{ kN / m}^2$, $\varphi = 27^\circ$

Test No. 3: $c' = 21,1 \text{ kN / m}^2$, $\varphi = 21.9^\circ$

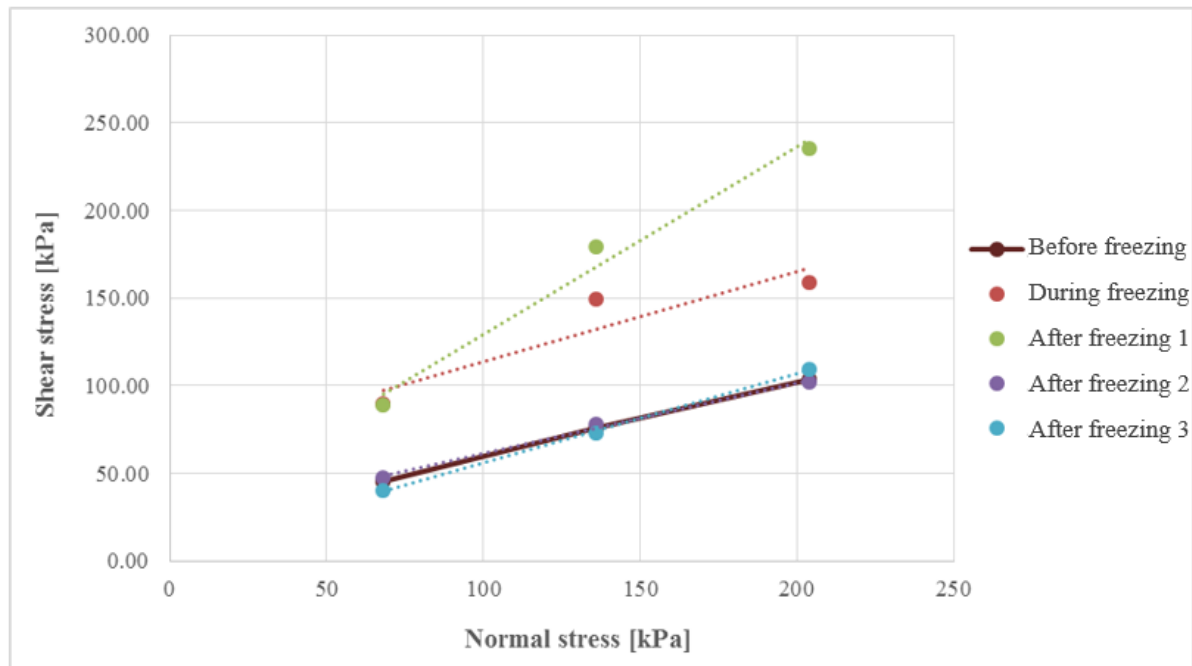


Fig. 9 Shear tests results after 18 days of freezing.

5. DISCUSSION

The overall state of the drill cores after the freezing phases is poor; strong degradations are visible on all the specimens.

Concerning the results of the oedometric tests, the increase of the initial void ratio of the first specimen subjected to freezing / thawing is probably due to the presence of an ice lens during the collection of the specimen (Fig. 8). The first part of the curve represents the settlement of this void. Because of this, for the calculation of the compression index C_c (the slope of the blank compression line), the first loading steps were not taken into account. In order to be consistent in the comparison procedure, the same was made for the second specimen subjected to freezing / thawing (After the freezing 2). This second specimen presented an initial void ratio close to the one of the soil before freezing because he contained less voids left by ice lenses. The increase in initial void index is local, it is even more important in areas where ice lenses have been formed. Out of these areas e_0 does not vary in a meaningful way. However, it must be taken into account that the tested specimens are very small comparing to the entire drill core. The large voids left by the formation of the ice lenses do not close completely once the ground has been thawed, which is why the index of voids on the entire drill core is greater after freezing.

The effect of the freezing on the swelling index C_s is insignificant according to these first

tests, but it is supposed to be confirmed by further tests. The effect of the prolonged freezing is identical on the two curves: the soil, therefore, has greater compressibility after a prolonged freezing phase compared to its initial state. This is most likely due to the voids left by the ice lenses developed during the freezing phase.

The oedometric test could not be carried out on the frozen ground because of the lack of the appropriate equipment to carry out this test in a cold room. Since the test is relatively long, the soil would have been thawed at the end of the test.

Apart from the first part, the two after freezing tests show quite similar curves, both from the point of view of the void ratio (at the different stages of the second loading) and of the swelling and compression indices. By comparing the curves before and after the freezing it seemed as if there is a translation of the initial curve downwards. This behaviour suggests a greater compressibility of the silt after a freezing phase, which is due to the remains of ice lenses developed during the freezing of the soil. Additional oedometric tests are planned to be performed.

Regarding shear tests, the increase of cohesion and internal friction angle of the frozen soil is easily explained by the freezing of the soil. As comparison, the values of cohesion and angle of internal friction of the non-frozen soil were: $c' = 16.9 \text{ kN/m}^2$ and $\varphi = 23.1^\circ$. In frozen conditions the cohesion of the soil increased by more than 250%, and the internal friction angle increased by 17%. The very high value of the internal friction angle of the first specimen after freezing was surprising. Nevertheless, the test was carried out according to the rules and to Swiss standards and the trend curve had a correlation of 98.2%. One possible cause of this value of the angle could be the presence of a residual ice lens not fully thawed. According to this supposition, the following two tests were carried out as quickly as possible to confirm or invalidate these initial results.

The shear test carried out on the frozen soil was only one, because it was immediately evident that it was too difficult to implement. The values provided by this test show a strong increase in the soil cohesion and a slight increase in the internal friction angle; however, these results should be considered with caution because only one test was performed.

Unfortunately, the results of the shear tests do not show a clear trend; therefore, it seems impossible to establish a correlation of the obtained results and calculate some average values of the shear strength characteristics of the soil. Moreover, during the tests many specimens were destroyed, which considerably reduced the number of results.

Since the results obtained for the post-freezing shear tests are not conclusive and insufficient to draw conclusions, from about 30 to 40 additional tests are planned to be performed in order to obtain more results and be able to calculate a statistically acceptable average value of the soil characteristics c' and φ .

6. CONCLUSIONS

This work aimed to perform a preliminary study of the effects of the phenomenon of freezing / thawing on a silty soil, analysing the possible variations of the shear strength characteristics and compressibility properties of the soil itself.

First, a complete soil characterisation was performed in terms of granulometry, Atterberg limits, optimal water content and Bulk density. Specimens of soil were prepared and shear and oedometric tests were also carried out on the soil before freezing in order to define a reference case.

Then, specimens were subjected to a 3-days freezing phase with following thawing, but no variations of compressibility properties were remarked. Therefore, another group of specimens were subjected to an 18-days freezing phase followed by thawing.

The results provided from the second series of tests suggest, concerning oedometric tests, an increase of the compressibility properties of the soil. On the other hand, the results of shear tests do not provide any recognisable trend and are insufficient to draw any conclusion about the variations of the characteristics of the soil in terms of shear strength. Since the preliminary character of this study and according to these first results, several additional tests are planned to be carried out in order to improve the available data and possibly be able to defined average values of the variations of the soil characteristics.

REFERENCES

- Dysli, M., 2007. *Etude expérimentale du dégel d'un limon argileux. Application aux chaussées et pergélisols alpins*, Lausanne: s.n.
- Laurent Vulliet, L. L. e. J. Z., 2016. *Traité de Génie Civil Volume 18 Mécanique des sols et des roches*. s.l.:Presses polytechniques et universitaires romandes.
- VSS, C., 1990. *SN 670 816a*. Zürich: Association Suisse des professionnels de la route.
- VSS, C., 2007. *SN 670 902-1*. Zürich: Association Suisse des professionnels de la route et des transports.
- VSS, C., 2008. *SN 670 340-10*. Zürich: Association Suisse des professionnels de la route et des transports.
- VSS, C., 2008. *SN 670 340-2*. Zürich: Association Suisse des professionnels de la route et des transports.
- VSS, C., 2008. *SN 670 340-5*. Zürich: Association Suisse des professionnels de la route et des transports.
- VSS, C., 2008. *SN 670 345b*. Zürich: Association Suisse des professionnels de la route et des transports.
- VSS, C., 2015. *SN 670 330-2*. Zürich: Association Suisse des professionnels de la route et des transports.

NUEVO MÉTODO PARA LA INTERPRETACIÓN DE IMÁGENES DIGITALES MEDIANTE LA TÉCNICA PIV

Mauricio Alvarado* y Álvaro Ruiz*, Núria M. Pinyol*†

* Centre de Metodes Numerics en Enginyeria

† Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Universitat Politècnica de Catalunya

RESUMEN

Este artículo presenta una metodología que proporciona los desplazamientos acumulados, velocidad, aceleración y deformación de puntos asociados a partículas reales a partir de las medidas obtenidas mediante la técnica conocida como Particle Image Velocimetry (PIV) en método Euleriano. La técnica es especialmente idónea en casos de grandes deformaciones.

En primer lugar, se describe el procedimiento en detalle y finalmente se aplica al caso experimental de la rotura de un talud en centrífuga debido a la pérdida de resistencia por mojado.

1. INTRODUCCIÓN

La técnica PIV (*Particle Image Velocimetry*) (Adrian, 1991) permite el cálculo de incrementos de desplazamiento a precisión limitada por el tamaño de píxeles comparando dos imágenes digitales de un objeto antes y después de su deformación. La técnica es no invasiva y no requiere la instalación de sensores que podrían alterar la respuesta del material analizado especialmente en el caso de grandes desplazamientos. Respecto a la medida mediante sensores, la técnica PIV ofrece como ventaja tener información de desplazamientos en todo el dominio de estudio. Esta técnica se ha aplicado extensamente en el campo de la geotecnia experimental (Take, 2003, 2015, Niedostatkiwicz et al. 2011, Senatore et al. 2013). Los desplazamientos se definen como la diferencia entre la posición del centro de una región de píxeles en la imagen antes y después de la deformación. Existen distintas metodologías para la medida de los desplazamientos mediante la técnica PIV. Cuando estas medidas son tomadas de forma Euleriana, los desplazamientos entre imágenes consecutivas son medidos en puntos fijos en el espacio. En este caso no es posible seguir la trayectoria de los puntos del objeto en

movimiento ni la deformada.

White y Bolton (2004) presentaron un procedimiento para calcular deformaciones a partir de incrementos de desplazamiento que consiste en dividir subconjuntos de PIV en elementos triangulares y calcular la matriz gradiente de deformación expresada en los componentes de deformación y rotación. Mediante una metodología similar a la utilizada en el método de los elementos finitos, el campo de deformaciones se calcula en los nodos de los elementos triangulares a partir de los desplazamientos medidos con la técnica PIV. Esta metodología presenta la misma limitación de los elementos finitos, debido a la distorsión de los elementos en caso de grandes deformaciones.

Pinyol y Alvarado (2017) presentan una nueva metodología PIV-NP (*Particle Image Velocimetry - Numerical Particle*) una metodología especialmente adecuada para la estimación de los desplazamientos acumulados y deformación mediante la técnica PIV para el caso de grandes desplazamientos. La metodología permite calcular desplazamientos y deformaciones acumuladas, así como otras variables como velocidad y aceleración, en puntos que representan partículas reales del objeto (*numerical particles*, NP). Este procedimiento está inspirado por herramientas numéricas que combinan dos discretizaciones espaciales: la Euleriana, con puntos de referencia fijos en el espacio; y la Lagrangiana, con puntos fijos en el objeto.

En este artículo presenta la metodología PIV-NP y se aplica al caso de un ensayo en centrífuga en el que se muestra el comportamiento de un talud homogéneo construido con un suelo limo-arcilloso durante mojado por inyección por la parte inferior simulando el ascenso del nivel freático. Se observa el colapso y rotura del talud. La técnica PIV-NP permite conocer la distribución de las deformaciones volumétricas y de corte durante todo el ensayo.

2. METODOLOGÍA PIV-NP

La metodología PIV-NP permite calcular los desplazamientos asociados a partículas en movimiento a partir de los desplazamientos en el tiempo medidos en puntos fijos en el espacio por la técnica PIV. Los datos de entrada son los desplazamientos ocurridos en intervalos de tiempo entre dos imágenes digitales consecutivas en el centro de los elementos de una malla rectangular fija en el espacio. Considere la Fig. 1, una malla rectangular, la cual será llamada la malla de soporte, se compone de elementos rectangulares definidos por nodos que coinciden con los centros de los subconjuntos en los cuales los incrementos de desplazamientos son medidos mediante la técnica PIV. El objeto en movimiento a analizar debe ubicarse en el dominio mediante la asignación de partículas numéricas (NP) en los elementos de la malla soporte ocupados por el objeto. Estas partículas numéricas representaran una porción del material inicialmente contenido en el elemento. Los desplazamientos, velocidades, aceleraciones y deformaciones serán asignados a estas partículas que representan partículas reales del objeto.

La trayectoria y posición de las partículas numéricas se determina proyectando los incrementos de desplazamiento desde los nodos de la malla de soporte a las partículas numéricas mediante funciones de forma estándar como las utilizadas en los elementos finitos (Zienkiewicz, 1989). El tiempo se discretiza en intervalos que coinciden con los tiempos de captura de las imágenes tomadas al objeto en movimiento. Los incrementos de deformación en los elementos se calculan como el gradiente de desplazamientos en los nodos. La posición de las partículas se actualiza con los incrementos de desplazamientos. En el siguiente paso de tiempo, los nuevos incrementos de desplazamientos medidos mediante PIV en la malla soporte se proyectan nuevamente a las partículas numéricas localizadas en la nueva posición.

A continuación, se detalla paso a paso el algoritmo del procedimiento usado en el PIV-NP:

1. Identificación de las coordenadas de los nodos de la malla soporte según los puntos de medida en PIV.
2. Identificación de los elementos ocupados por el objeto a analizar.
3. Localización de partículas numéricas en los elementos no vacíos.
4. Lectura de los incrementos de desplazamiento en cada nodo ofrecidos por PIV.
5. Mapeo de los desplazamientos desde los nodos a las partículas numéricas.
6. Cálculo de los incrementos de deformación en las partículas numéricas.
7. Actualización de la posición de las partículas numéricas.
8. Cálculo de variables acumuladas de interés asignadas a las partículas numéricas. (desplazamiento y deformación)
9. Regreso al paso 4 para iniciar un nuevo paso de tiempo.

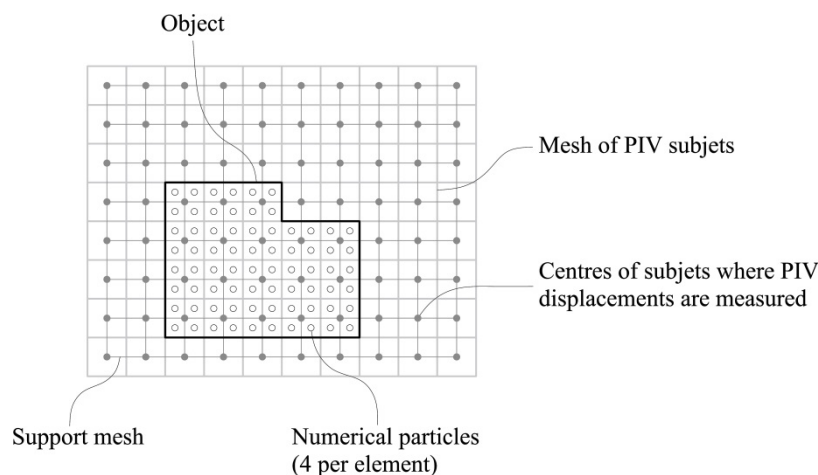


Fig. 1. Esquema de trabajo metodología PIV-NP

4. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se presenta en este apartado la aplicación de la técnica PIV-NP para la interpretación de un ensayo en centrífuga. El ensayo se ha llevado a cabo en la centrífuga del laboratorio de geotecnia de la universidad de los Andes en Bogotá (Colombia) (Fig. 2a). El prototipo del talud fue construido en una caja transparente como se muestra en la Fig. 2b para poder capturar en imágenes el ensayo y procesarlas mediante la técnica PIV. Las dimensiones del talud se indican en la figura. Su inclinación es de 50° . El suelo empleado es una arcilla limosa de baja plasticidad ($w_L=33\%$, $IP=18\%$), usada en la construcción del núcleo de una presa de tierras (Represa Albagés, España). Inicialmente el suelo mostraba un contenido medio de agua del 10% y densidad seca de 1.5 kg/m^3 (índice de poros de 0.8). En vuelo se incrementa la gravedad hasta llega a 50g, que corresponde a un incremento en la escala del prototipo igual a 50 veces, por lo tanto, los 15cm de altura del talud equivalen a 7.5m. Durante el vuelo se impone un flujo de agua desde la base. Para facilitar la entrada de agua, se construyó una columna de grava al lado derecho del talud.

El ensayo fue grabado mediante la captura de imágenes con una frecuencia de 60 capturas por segundo (fps) con una cámara digital GoPro con 1440 pixeles de resolución. Las imágenes fueron analizadas usando el software libre PIVLab (Thielicke et al., 2014).

Mediante el análisis de los desplazamientos de medidos mediante PIV y procesados siguiendo el procedimiento PIV-NP, se ha podido observar el asiento del talud durante la etapa inicial cuando la gravedad se incrementa. En la segunda etapa de mojado, el agua sube a través del suelo y la columna de grava. Este humedecimiento induce asentamiento del talud debidos al colapso del suelo por pérdida de succión. Finalmente, en cierto momento, se observa la rotura del talud que finalmente alcanza equilibrio con una inclinación de 28° .

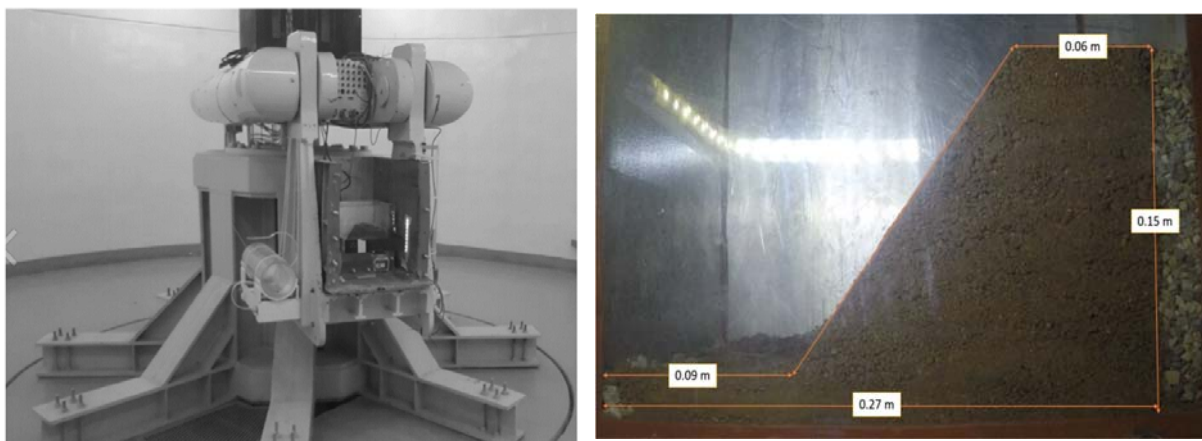


Fig. 2. (a) Máquina centrífuga; (b) Talud de arena construido en caja transparente.

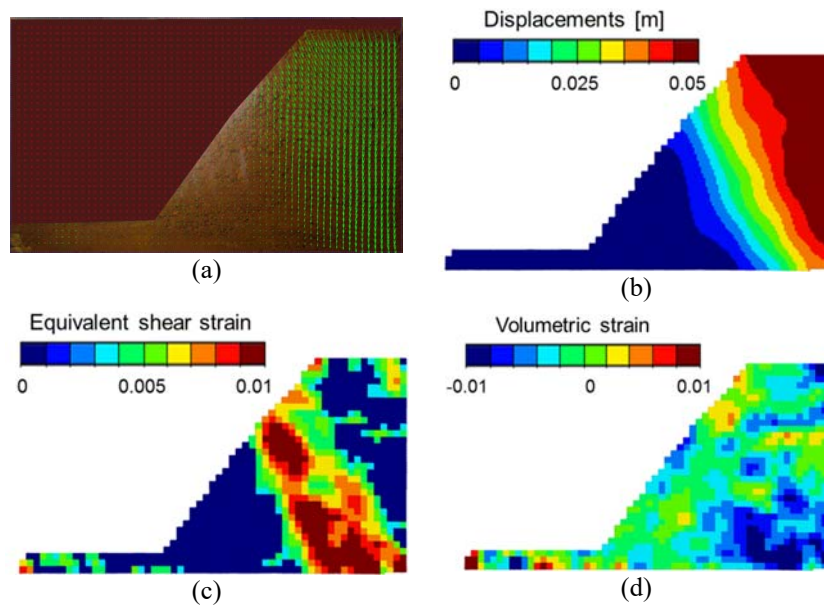


Fig. 3. Medidas al final del incremento de gravedad ($t = 10s$). (a) Vectores PIV de incrementos de desplazamiento (0.2s); (b) Desplazamientos acumulados obtenidos con PIV-NP; (c) Deformación de corte equivalente acumulada; (d) Deformación volumétrica acumulada.

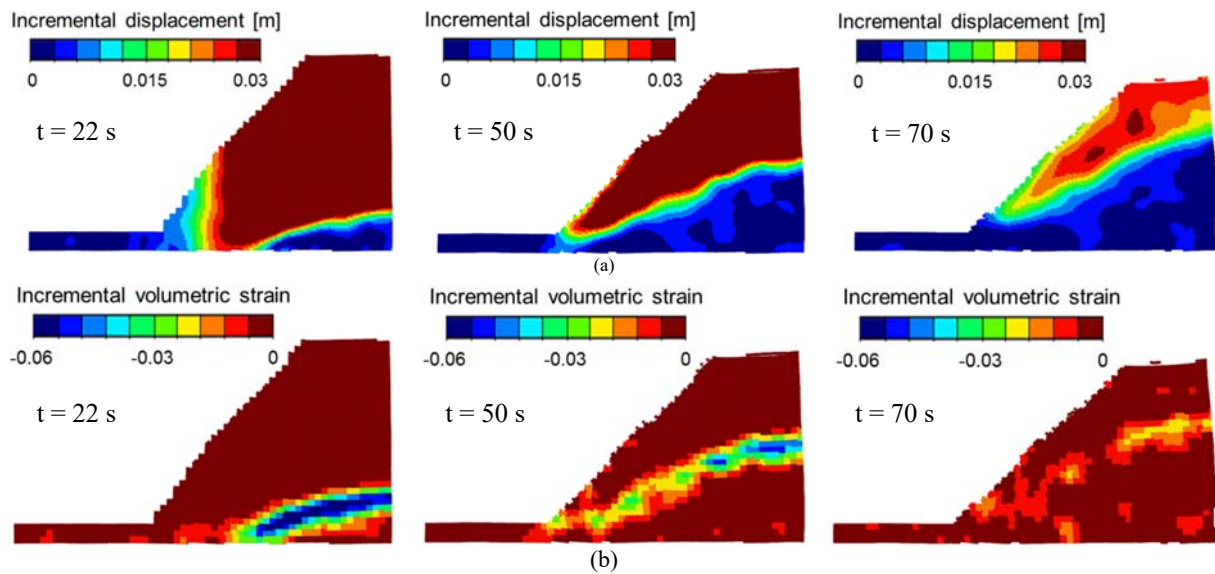


Fig. 4. Fase de mojado. (a) Incrementos de desplazamientos y (b) incrementos de deformación volumétrica a distintos tiempos indicados en la figura.

Se han podido identificar tres etapas. Primero, el talud se asienta debido al incremento en la gravedad. La Fig. 3 muestra los desplazamientos y deformaciones ocurridos al final de esta etapa de carga. Los vectores de incrementos de desplazamientos medidos comparando dos imágenes consecutivas al final de esta primera etapa se muestran en la Fig. 3a. Los

desplazamientos acumulados obtenidos mediante PIV-NP se grafican en la Fig. 3b. Los desplazamientos son mayores en la zona donde el talud es más alto, con un desplazamiento máximo de 5 cm. Debido a esta diferencia de asentamientos entre la corona y el pie del talud, se genera una zona de corte en el medio del talud (Fig. 3c). Las máximas deformaciones volumétricas se observan en la zona más profunda del talud, donde las tensiones alcanzan los máximos valores.

En la segunda etapa, la etapa de mojado, además del flujo vertical de agua, también hay flujo horizontal a través de la columna de grava ubicada a la derecha del talud que facilita la rápida saturación del talud. La evolución del frente húmedo en el suelo se puede distinguir fácilmente debido al cambio en el color del suelo entre el estado saturado y no saturado. Las deformaciones en el talud debidas a esta etapa de humedecimiento se muestran en la Fig. 4. La deformación por compresión volumétrica debida al colapso del suelo se concentra en el frente de humedecimiento. Los desplazamientos se producen principalmente por encima de este frente de humedecimiento donde el suelo se asienta como un bloque rígido.

Finalmente, el mojado produce rotura del talud (Fig. 5) debido a la pérdida de succión y disminución de los esfuerzos efectivos. En esta etapa, deformaciones por colapso y deformaciones de corte ocurren al mismo tiempo. La deformaciones de corte se concentran en el frente de humedecimiento y en cierto momento ($t = 140s$) se puede observar un deslizamiento superficial.

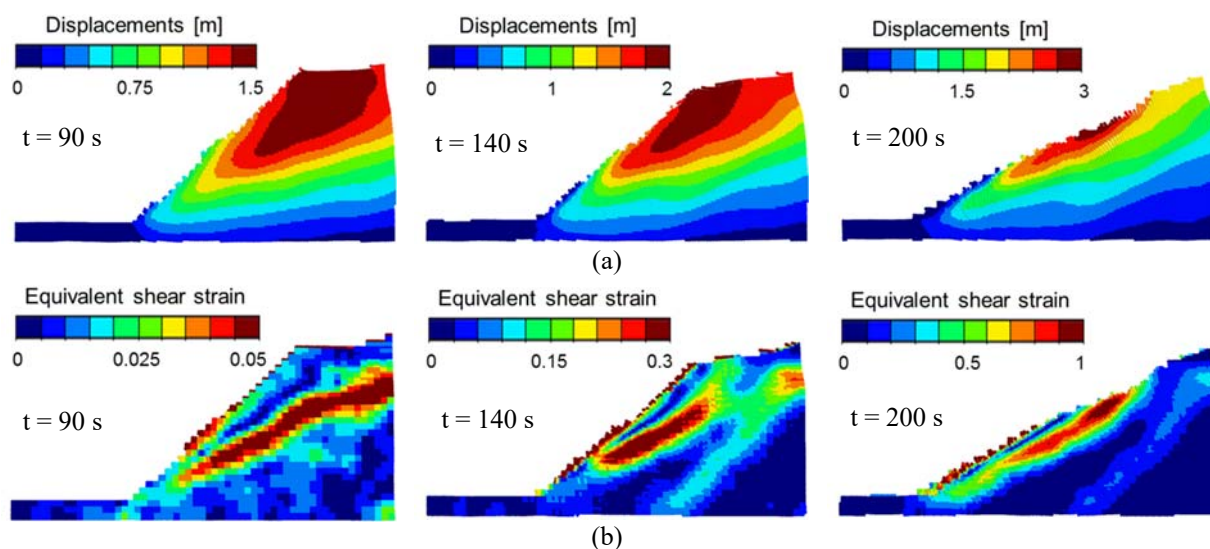


Fig. 5. Etapa de rotura. (a) desplazamientos acumulados y (b) deformación de corte equivalente a distintos tiempos indicados en la figura.

12. CONCLUSIONES

Este artículo describe un procedimiento de interpretación de medidas de desplazamiento obtenidos mediante la técnica PIV. La metodología, especialmente adecuada para la

interpretación de grandes desplazamientos, consiste en transformar los incrementos de desplazamientos obtenidos en puntos fijos en el espacio a puntos móviles que representan partículas reales del objeto en movimiento.

El método puede ser usado de forma complementaria a los programas de la técnica PIV actualmente disponibles. En este artículo el procedimiento se ilustra con el análisis de un talud a escala construido en una maquina centrífuga durante el cual se induce el colapso y rotura por mojado. La geometría obtenida del PIV-NP durante todo el ensayo es remarcablemente similar a las fotografías tomadas. El ejemplo ilustra la evolución de desplazamientos, velocidades y deformaciones de puntos analizados sobre el suelo que desliza. La información detallada que provee este ensayo constituye un caso interesante para verificar las capacidades de los modelos disponibles para el análisis de deslizamientos en suelo no saturado sujeto a humedecimiento.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el financiamiento recibido a través del CIMNE por el CERCA Programme/Generalitat de Catalunya y al Gobierno de España por las ayudas BES-2014-068284 y IJCI-2015-26342 al primer y tercer autor respectivamente.

REFERENCIAS

- Adrian RJ. 1991. Particle-Imaging Techniques for Experimental Fluid Mechanics. *Annual Review of Fluid Mechanics* 23, 261–304.
- Niedostatkiewicz M. & Lesniewska D & Tejchman J 2011. Experimental analysis of shear zone patterns in sand for earth pressure problems using particle image velocimetry. *Strain* 47(s2):218–231.
- Pinyol N & Alvarado M. 2017. Novel PIV-based analysis for large strains. *Canadian Geotechnical Journal*. (2017. DOI: 10.1139/cgj-2016-0327)
- Senatore, C. & Wulfmeier, M. & Vlahinić, I. & Andrade, J. & Iagnemma, K. 2013. Design and implementation of a particle image velocimetry method for analysis of running gear-soil interaction. *Journal of Terramechanics*, 50(5-6), 311–326.
- Take WA. 2003. Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. *Geotechnique* 53(7), 619–631.
- Take WA. 2015. Thirty-Sixth Canadian Geotechnical Colloquium: Advances in visualization of geotechnical processes through digital image correlation. *Canadian Geotechnical Journal* 52(9), 1199–1220.
- Thielicke W & Stamhuis EJ. 2014. PIVlab – Towards User-friendly, Affordable and Accurate Digital Particle Image Velocimetry in MATLAB. *Journal of Open Research Software* 2(1): 24-30.
- White, D. J. & Bolton, M. D. 2004. Displacement and strain paths during plane-strain model pile installation in sand, *Geotechnique* 54, No. 6, 375–397.
- Zienkiewicz, O.C. 1989. The finite element method. Vol. 1. Basic formulation and linear problems. McGraw-Hill, London.

ALGUNAS POTENCIALIDADES DEL USO DE LA TOPONIMIA COMO ÍNDICE HISTÓRICO Y PREHISTÓRICO DE ANTECEDENTES PARA LA EVALUACIÓN DE LA PELIGROSIDAD Y RIESGO GEOLÓGICO. ESTUDIO DE CASOS EN EL PIRINEO CATALÁN

X. PLANAS¹, P. OLLER² y S. RIBA³

¹ Ministeri d'Ordenament Territorial, Govern d'Andorra

² GeoNeu Risk, Barcelona

³ Euroconsult, Andorra la Vella

RESUMEN

La presencia y concentración de topónimos indicativos de afectaciones por procesos geológicos que pueden constituir peligro aporta datos de la actividad histórica de una cuenca. Estos nombres de lugar también incluyen información implícita de los acontecimientos ocurridos en un territorio, ya sea temporal, de recurrencia e incluso sobre la gestión que se ha llevado a cabo en el pasado. En este artículo se exponen algunas potencialidades del estudio de estos topónimos y se avanzan algunas propuestas para la integración de esta información que pueden ser tenidas en cuenta para la gestión y evaluación de los riesgos geológicos.

1. INTRODUCCIÓN

Nuestros antepasados, igual que como hacemos nosotros hoy en día, cuando tenían necesidad de nombrar un paraje que no tenía nombre (o que lo desconocían) recorrían a fórmulas sencillas para denominarlo, y una de las formas más fáciles y directas para hacerlo es describir o adjetivar el lugar a partir de un rasgo físico que destaque o que lo caracterice; esto puede ser, por ejemplo, el color de la litología del terreno (*Montaup*: montaña alba –blanca-, *Tucarroya*, *Garmo Negro*, *Roc Groc* –amarillo-, etc.), pero también pueden ser fenómenos

naturales que afecten el lugar en cuestión. Este último es el caso de las inestabilidades de ladera, del manto nival o procesos relacionados con la dinámica torrencial y fluvial; y es que hay que tener en cuenta que estos fenómenos y sus consecuencias, a veces catastróficas, aparte de permitir ver y palpar el poder cambiante que las fuerzas de la naturaleza ejercen sobre la tierra, han sido históricamente eventos muy temidos en zonas de montaña. Por este motivo, los efectos provocados por estos eventos son proclives a ser recordados durante generaciones mediante la fijación en la toponimia local, sobre todo si tenemos en cuenta que a menudo son episodios recurrentes en el tiempo, es decir, que a lo largo de la historia pueden repetirse o reactivarse en diversas ocasiones. Este hecho, añadido al que en el ámbito territorial del Pirineo catalán a lo largo de la historia se han sucedido y/o han convivido en el pasado diversas lenguas o estadios de evolución de una misma habla, ha favorecido que la toponimia indicativa de los fenómenos de inestabilidad que afectan -o han afectado- ciertas laderas pueda conservar en esta zona geográfica tanto nombres de raíz prerromana (vascoide o indoeuropea), latina o catalana.

2. LA INFORMACIÓN IMPLÍCITA QUE APORTAN LOS TOPÓNIMOS: EL FACTOR TOPONÍMICO

Una premisa importante a tener bien presente es que los topónimos no son más que reliquias petrificadas de antiguas formas de denominar los lugares; es decir, expresan conceptos fosilizados de tiempos pasados y, por tanto, incluyen información sobre la percepción del paraje por parte de los antiguos pobladores. De hecho, por esta razón han sido calificados como fósiles lingüísticos; pero también es cierto que muy a menudo igualmente lo son de la geología y la geomorfología del terreno. Esta información, que denominamos *Factor toponímico*, desgraciadamente pocas veces ha sido tenida en cuenta en el momento de realizar cartografías temáticas o a la hora de evaluar los riesgos geológicos en un territorio.

Por lo tanto, si somos capaces de usar y exprimir la información, también la sabiduría, que llevan implícita los topónimos indicativos de afectación por un proceso geológico que pueden constituir peligro –los *cindinónimos* (del griego *kindynos* “riesgo, peligro”, PLANAS, 2017)- muy probablemente estaremos capacitados para evaluar y gestionar mejor los riesgos que pueden conllevar. Esta tarea no es fácil porque la toponomástica está interrelacionada con diversas ramas del saber: filología, historia, geología, etc., lo que requiere de equipos de trabajo interdisciplinarios. Asimismo, vamos a avanzar algunas de las informaciones que puede aportar el *Factor toponímico* en el caso de los *cindinónimos*.

De entrada, la localización de un *cindinónimo* constituye un testimonio directo de, al menos, un evento ocurrido en el pasado y, por tanto, certifica un número mínimo de afectaciones en un área susceptible. Hay, no obstante, diferentes tipos de topónimos, unos más claros y transparentes a la comprensión ya que están fijados en lenguas vivas y otros, *a priori*, menos transparentes e incluso opacos. Quizás en este punto lo más dificultoso para un geólogo, geógrafo o ingeniero en un área de estudio es el reconocimiento de los *cindinónimos*; es decir,

saber si un topónimo corresponde, o no, a un nombre que hace referencia a un proceso geológico que puede constituir peligro. Para este trabajo pueden ser de gran ayuda obras maestras de filólogos, como es el caso para el Alto Pirineo catalán de COROMINES (*ETC*, *DECLC*, *OnCat*) -que analizó etimológicamente prácticamente la mayor parte de los topónimos y nombres- o ALCOVER-MOLL (*DCVB*), pero también otros trabajos más específicos sobre la relación entre las formas del relieve y sus nombres como los trabajos de DOMINGO (1997) o PLANAS *et al.*, (2007), PLANAS *et al.*, (2008a), PLANAS *et al.*, (2008b), PLANAS *et al.*, (2011), PLANAS *et al.*, (2012), PLANAS (2013), PLANAS *et al.*, (2013), PLANAS *et al.*, (2016a) y PLANAS *et al.*, (2016b). Naturalmente, no encontrar ningún *cindinónimo* en un sector de estudio no significa que nunca haya habido ninguna afectación por un proceso geológico que puede constituir peligro; sino que si se produjo alguna, ésta no fue fijada -ni fosilizada- o se ha perdido por el paso del tiempo.

Asimismo el análisis minucioso de los *cindinónimos* puede ir más allá y aportar más datos interesantes; por ejemplo, el estudio lingüístico también puede dar a conocer información sobre el momento -lapso temporal más o menos amplio- en el que se fijó el nombre y, por tanto, aducir la edad orientativa del evento. En el caso concreto del ámbito del Alto Pirineo catalán, conociendo que a lo largo de la historia se han sucedido (y/o han convivido) en el pasado distintas lenguas –o estadios de evolución de una misma-, y sabiendo aproximadamente su periodo de existencia, se puede acotar el lapso del fenómeno en función de la lengua que lo fijó -ver **Figura 1**-.

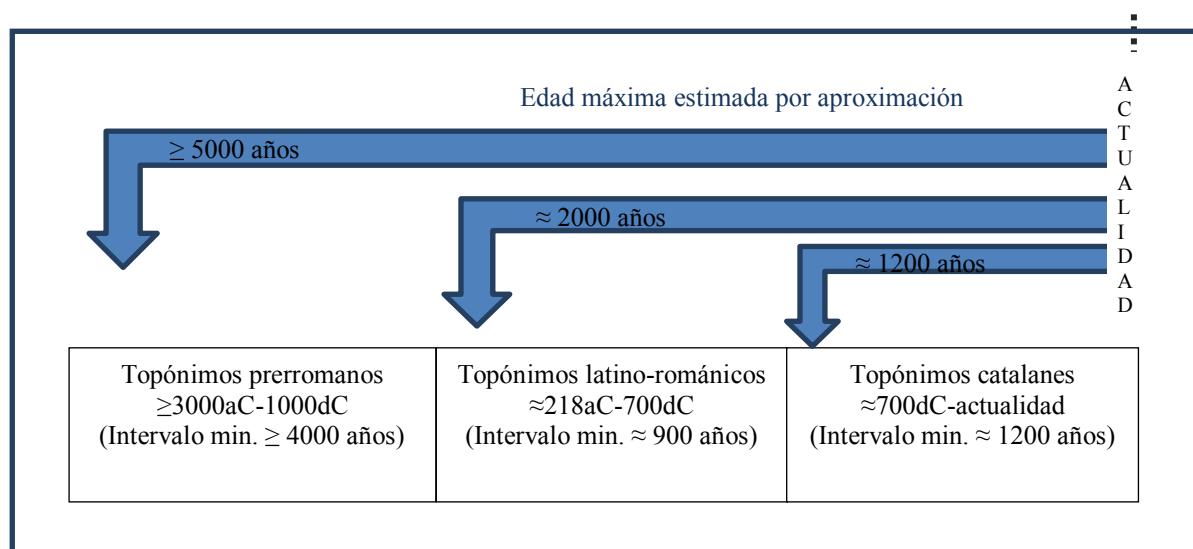


Figura 1: Asignación temporal aproximada de los topónimos.

Por ejemplo, podemos suponer que un topónimo prerromano –como *Llorts* (Andorra)- tuvo que fosilizarse antes del siglo X (siglo que COROMINES establece como desaparición de las lenguas prelatinas para el área del Alto Pirineo catalán); en cambio si encontramos un topónimo latín vulgar –como *Ribafeita* (Alta Ribagorça), latín clásico ‘RIPA FRACTA’- como mínimo sabemos que no puede ser previo al año 218 aC (momento en que los romanos

llegan a la Península Ibérica), o si encontramos un topónimo catalán –como *l'Ensussuada* (Alt Urgell)- como mínimo sabemos que es posterior al siglo VII y probablemente más moderno en este caso ya que, según COROMINES (*OnCat*), la forma *ensulsuada* es moderna (antiguamente era del estilo *solsida*) –además para este ejemplo incluso tenemos un registro histórico-periodístico que nos lo confirma, ver **Figura 2-**

Allá por el mes de setiembre, un desprendimiento de tierras sepultó en Lletó, caserío situado al pié del Cadi (Seo de Urgel), todas las tierras de pan llevar, bosque, casas de labranza y cuanto en ellas se contenía, sin que sus moradores pudieran salvar más que la vida en la catástrofe. Estos infelices, un tiempo acomodados propietarios, hoy punto menos que mendigos, ¿no son dignos de la consideración pública hoy que han luchado tanto tiempo sin éxito contra la adversidad como en los días inmediatos al cataclismo? Tan merecedores de socorro son con ser pocos en número, como lo serían si se tratara de un terremoto cuyos estragos se hubieran extendido á radio mayor

El exceso de original no nos permite insertar la lista de suscripción que se nos ha mostrado, pero no vacilamos en prestar nuestro concurso, recomendando la suscripción á los generosos sentimientos de nuestros abonados, admitiendo donativos que en su día entregaremos al depositario de los fondos, nuestro particular amigo don José Zulueta.

Figura 2: La Vanguardia, 5 de Febrero de 1888.

Cierto es que también cabe la posibilidad que aunque una morfología generada por un proceso dinámico sea contemporánea a la gente y lengua que lo fijó, puede que el evento que la generó sea previo y entonces se induce a un cierto margen de error en la atribución de una edad al proceso. A pesar de esto, podemos considerar que si la morfología se mantiene visible es porque la zona producto de la afectación por un proceso geológico constituyente de peligro puede que sea más o menos activa en el momento en que se produce la atribución del nombre, en caso contrario las formas podrían haber quedado desdibujadas, por ejemplo por efecto de la vegetación, y mucho más difícilmente la morfología podría haber sido motivo de denominación. Por lo tanto, y teniendo en cuenta los amplios intervalos de la escala temporal, el posible error en la atribución de la edad del proceso podemos considerarlo menospreciable.

Los topónimos también pueden aportar información de la magnitud/intensidad del fenómeno -principalmente cuando el nombre está en relación o es comparable con otros localizados en un área geográfica más o menos próxima-. Por ejemplo *Llaueta* es diminutivo de *Llau* (barranco por donde descienden avenidas torrenciales, *llau* o *allau* también puede ser sinónimo de alud de nieve), *Llacada* siempre es un deslizamiento de tierras o de nieve pequeños, *l'Hortell* es diminutivo de *l'Hortó* (emparentado con el vasco *hurte* ‘desprendimiento o corrimiento de tierras’). Igualmente estos nombres pueden indicarnos la zona geográfica afectada, como es el caso de *Pic dels Llacs*, *Vall d'Hortons*, *Clot de l'Allau*; e incluso algunas técnicas de gestión o protección del riesgo que los pobladores han utilizado en el pasado para resguardarse de su poder dañino: *carrer dels Xiulets* (silbidos) en Sant Julià de Lòria (Andorra) como sistema de alerta cuando el río de Aixirivall desbordaba por la parte alta del pueblo (PLANAS, *en prensa*).

Por otra parte, si en un área las condiciones que han desencadenado un proceso geológico constituyente de peligro no varían o se van repitiendo en el tiempo, puede que haya nuevas afectaciones; lo que significa que estos procesos suelen ser recurrentes en el tiempo. Esta recurrencia también puede haber quedado reflejada a través del registro toponímico mediante repeticiones de nombres indicativos de un mismo concepto –tautologías, del griego ταυτολογία ‘acción de decir una misma cosa’- (por ejemplo: *Boí, Hortellons, Llats, Capolladriers, Lladressos, Esvomegades*, etc. –ver **Figura 3-**; *Basco, Socedo, Comallèmpia, Ribampiedro, Tarter* –ver **Figura 4-**; o *Llorts, Billura, Angonella, els Xaragalls, Camps de l'Església, Aiguarrebre*–ver **Figura 5-**). Por tanto, la presencia de tautologías es un factor muy importante en una cuenca ya que es el reflejo de distintas formas de designar estos procesos acorde con las lenguas o estadios de evolución de un habla usados por los pobladores en el momento en que se fijó el nombre. Si somos capaces de asignar una edad aproximada a cada topónimo, en función de su etimología o lapso temporal de vida de un habla, podremos obtener información de la recurrencia o frecuencia de afectaciones por procesos geológicos constituyentes de peligro en un área.

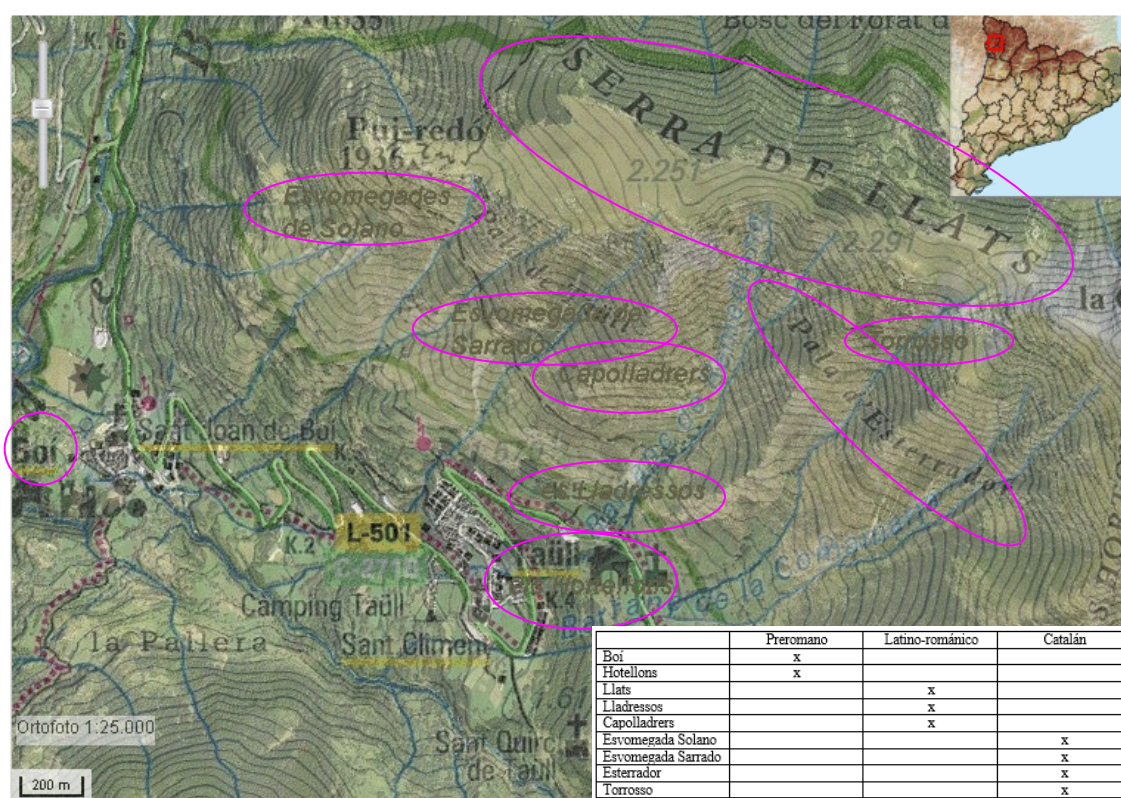


Figura 3. Registro de tautologías en el sector de Boí-Taüll (Alta Ribagorça)

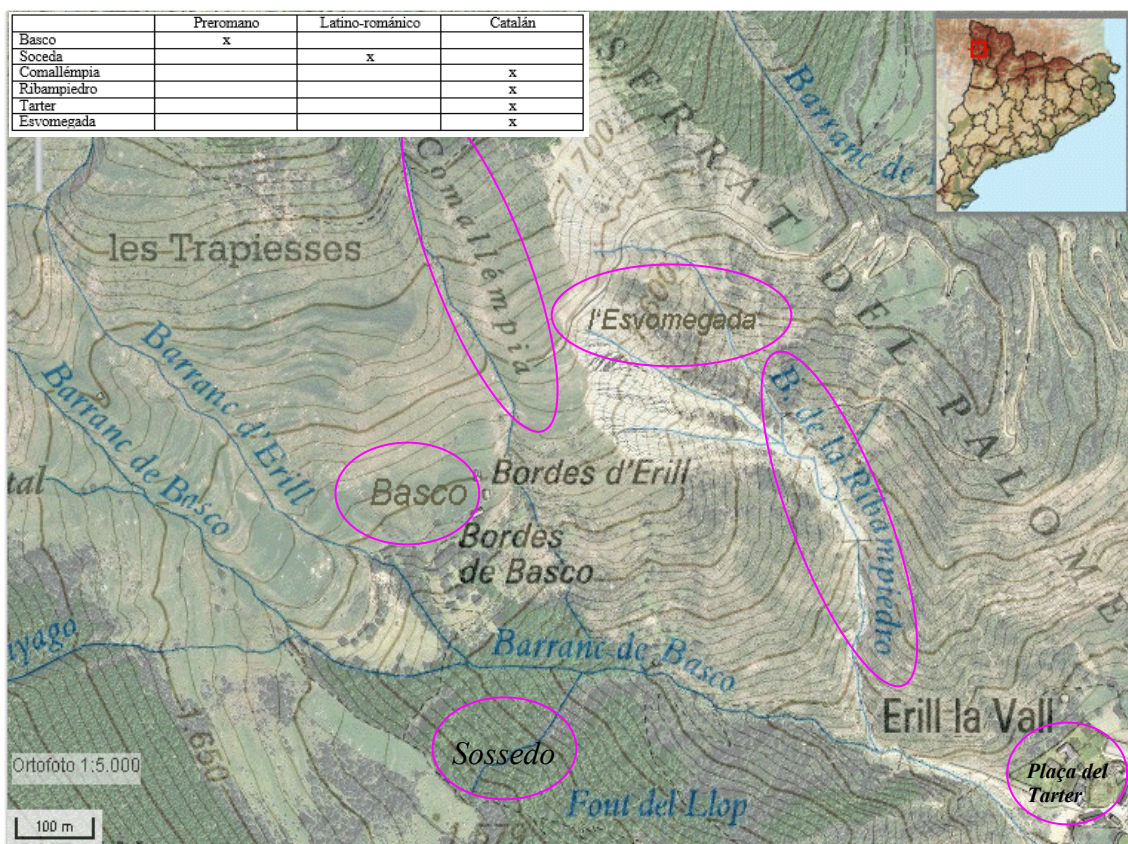


Figura 4. Registro de tautologías en el sector de Erill la Vall (Alta Ribagorça).

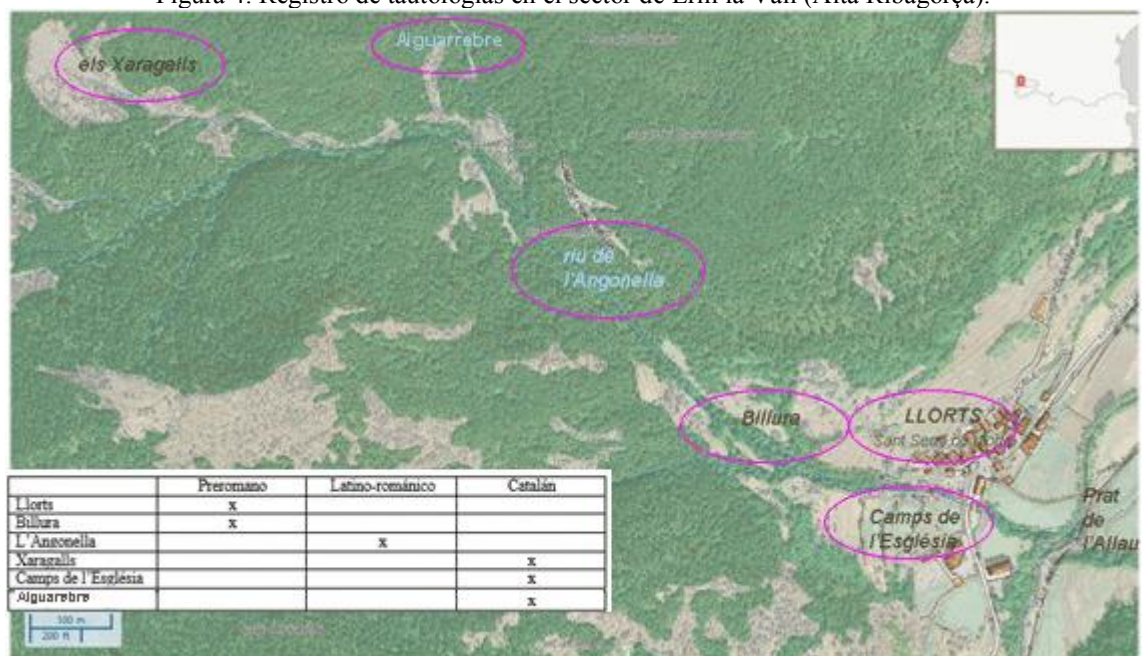


Figura 5. Registro de tautologías en el sector de Llorts (Andorra).

3. ÍNDICES TOPONÍMICOS DE AFECTACIONES POR PROCESOS GENERADORES DE PELIGROS GEOLÓGICOS

La integración de las variables del *Factor toponímico* presenta diversas potencialidades, de entrada la presencia de uno o más *cindinónimos* en una cuenca conocida corresponde a un *Índice de concentración toponímico (ICT)*.

$$ICT = \frac{Nt}{A}$$

$$Nt = \text{número.de.topónimos} \quad (1)$$

$$A = \text{área.(Km}^2\text{)}$$

Como ejemplos para el Alto Pirineo catalán hemos analizado 3 casos: Boí-Taüll, Erill la Vall y Llorts (**Tabla 1**)

	Área (Km ²)	Núm. Top.	ICT
Boí-Taüll (Alta Ribagorça)	9,06	9	0,99
Erill la Vall (Alta Ribagorça)	3,24	6	1,85
Llorts (Andorra)	8,43	6	0,71

Tabla 1. Índice de concentración toponímico para las cuencas de Boí-Taüll, Erill la Vall y Llorts.

El *ICT*, sin embargo, atribuye un mismo valor a todos los topónimos –sean muy antiguos o sean recientes-. Teniendo en cuenta que paso del tiempo dificulta la supervivencia de los nombres más antiguos se propone ajustar (o compensar) este índice en función de la edad atribuible a los topónimos, de forma a obtener un *Índice de concentración de topónimos compensado temporalmente (ICTct)*:

$$ICTct = \frac{\sum_{top.prerromm}^{top.catalanes} [(Ntplt / Itl) * Trp]}{A}$$

$$Ntplt = \text{número.de.topónimos.por.lapso.temporal}$$

$$Itl = \text{intervalo.temporal.lapso.(años)} \quad (2)$$

$$Trp = \text{tiempo.respeto.el.presente.(años)}$$

$$A = \text{área.(Km}^2\text{)}$$

Siguiendo con los 3 casos Boí-Taüll, Erill la Vall y Llorts encontramos (**Tabla 2**):

	Área (Km ²)	Núm. Top. prerromanos	Núm. Top. Latino-románicos	Núm. Top. catalanes	ICTct
Boí-Taüll (Alta Ribagorça)	9,06	2	3	4	1,45
Erill la Vall (Alta Ribagorça)	3,24	1	1	4	2,30
Llorts (Andorra)	8,43	2	1	3	0,91

Tabla 2. Índice de concentración de topónimos compensado temporalmente para las cuencas de Boí-Taüll, Erill la Vall y Llorts.

Como vemos la cuenca de Erill la Vall presenta un *ICT* y un *ICTct* muy elevado, lo que nos señala una alta recurrencia de procesos que generan peligrosidad geológica, en este caso este índice estaría conforme con las observaciones efectuadas por RAIMAT *et al.*; (2013). Por otra parte, la cuenca de Llorts, también con constataciones de afectaciones históricas importantes sobre la población de acuerdo con RIBA (*inédito*), presenta unos índices menores. Finalmente, la cuenca de Boí-Taüll, igualmente con destacables afectaciones históricas al menos en Taüll, representaría un caso intermedio.

4. CONCLUSIONES

- Los efectos provocados por los procesos geológicos que pueden constituir peligro son proclives a ser recordados durante generaciones mediante la fijación en la toponimia local, sobre todo si tenemos en cuenta que a menudo son episodios recurrentes en el tiempo; es decir, que a lo largo de la historia pueden repetirse o reactivarse en diversas ocasiones.
- La presencia y concentración de topónimos indicativos de afectaciones por procesos geológicos que pueden constituir peligro aporta datos de la actividad histórica y prehistórica de una cuenca. Esta información es denominada *Factor toponímico*.
- El análisis minucioso de los *cindinónimos* (topónimos indicativos de procesos geológicos que pueden constituir peligro) aporta datos sobre el momento -lapso temporal más o menos amplio- en el que se fijó cada topónimo y, por tanto, aduce la edad orientativa del evento. En el caso concreto del ámbito del Alto Pirineo catalán, conociendo que a lo largo de la historia se han sucedido (y/o han convivido) en el pasado distintas lenguas –o estadios de evolución de una misma-, y sabiendo aproximadamente su periodo de existencia, se puede acotar el lapso del fenómeno en función de la lengua que lo fijó.
- En un área donde las condiciones que han desencadenado un proceso geológico constituyente de peligro no varían o se van repitiendo en el tiempo, puede que haya nuevas afectaciones; lo que significa que estos procesos pueden ser recurrentes en el tiempo. Esta recurrencia también puede haber quedado reflejada a través del registro toponímico mediante repeticiones de nombres indicativos de un mismo concepto.
- La información de las variables del *Factor toponímico* presenta diversas potencialidades que proponemos integrar en forma de índices de concentración (*Índice de concentración toponímico –ICT- e Índice de concentración de topónimos compensado temporalmente –ICTct-*).
- Tanto el *ICT* como el *ICTct* son una herramienta que ayuda a detectar zonas con mayor concentración de procesos generadores de peligro geológico y, por tanto, aportan información sobre la susceptibilidad y recurrencia (frecuencia) de afectación histórica de una cuenca. Por esta razón podrán ser tenidos en cuenta en la evaluación de la peligrosidad geológica y, por extensión, del riesgo y su gestión. Lógicamente, si no se encuentra ningún *cindinónimo* no significa que nunca haya habido ninguna afectación; sino que si se produjo alguna, ésta no fue fijada -ni fosilizada- o se ha

perdido por el paso del tiempo, de manera que queda fuera del alcance de los algoritmos.

REFERENCIAS

- Alcover, A., Moll, F de B., 1926-1962. *Diccionari català-valencià-balear (DCVB)*. Editorial Moll, 10 volums. Palma de Mallorca.
- Coromines, J., 1989-1997. *Onomasticon Cataloniae (OnCat)*. Curial Edicions Catalanes. Barcelona.
- Domingo, C., 1997. *El nom de les formes del relleu*. Societat d'Onomàstica & Institut Cartogràfic de Catalunya. Monografies (16). Barcelona, 326 pp.
- Planas, X., Ponsa, À., 2007. Etimologia de la toponímia andorrana relacionada amb riscos geològics naturals. In: *Llengua Nacional*, Trim IV. 2007, 61: 25-30.
- Planas, X., Ponsa, À., 2008a. Etimologia de la toponímia andorrana relacionada amb riscos geològics naturals. In: *La revista del CENMA (IEA)*, Andorra la Vella, Trim. I 2008, 1: 20-31.
- Planas, X., Ponsa, À., Belmonte À., 2008b. El substrat preromà en la toponímia relacionada amb inestabilitats de vessant en l'àmbit geogràfic nord-oriental de la península Ibèrica i zones properes. In: *Fontes Linguae Vasconum*. Año XL, Sept.-Dic. 2008, 109: 481-509.
- Planas, X., Ponsa, À., 2011. L'herència toponímica prerromana en el camp de les inestabilitats de vessant al Principal d'Andorra. In: V. Turu y A. Constante (Editors), *XIII Reunión Nacional de Cuaternario*, Andorra la Vella, pp. 221-225.
- Planas, X.; Gascón, C., 2012. Esllavissades prehistòriques: evidències a partir de la toponímia prerromana a la comarca de l'Alt Urgell. In: Institut d'Estudis Comarcals de l'Alt Urgell / Edicions Salòria (Editors), *Interpontes*, II: 251-276.
- Planas, X., 2013. Toponímia en laderas inestables. El caso de los Pirineos y zonas próximas. VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.). Palma de Mallorca. CIMNE, Barcelona, pp. 219-230.
- Planas, X.; Gascón, C.; Rull, X., 2013. La fisiografía en el estudio de topónimos prerromanos. El caso de las laderas inestables en Andorra (Pirineos Orientales) y zonas próximas. *Oihenart* 28, 2013, Bilbo, pp. 131-157.
- Planas, X.; Gascón, C.; Lopez-Mugartza, JK.; Belasko, M., 2016a. Anàlisi fisiogràfica de topònims andorrans d'arrel prerromana. Una visió propera i tècnica del territori a través dels noms de lloc. Projecte de recerca Ajut de temàtica andorrana 2013, Modalitat Lídia Armengol Vila. Govern d'Andorra. 330 pp.
- Planas, X.; Oller, P.; Gascón, C., 2016b. Vacades o allaus? El cas dels topònims amb *boa-* i *boe-* a l'alt Pirineu català. *Revista Nabius* núm 14. Esterri d'Àneu, pp. 33-35.
- Planas, X. (2017). Topònims: orònims, hidrònims, talassònims..., i els cindinònims? Noms, *Revista de la Societat d'Onomàstica*, núm. 7, pp.25-27.
- Raimat, C.; Fonseca R. L., Hürlimann, M., Corominas, J., Fernández, J. 2013. Reconstrucción de la frecuencia de corrientes de derrubios en el barranc d'Erill. VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.). Palma de Mallorca. CIMNE, Barcelona, pp. 519-529.
- Riba, S., *inédito*. Per què va desaparèixer l'antiga església de Llorts? pp. 126.

AN OVERVIEW OF VULNERABILITY ASSESSMENT OF BUILDINGS IMPACTED BY GRAVITATIONAL NATURAL HAZARDS. POSSIBLE APPLICATIONS IN SWITZERLAND

Anna MAPELLI*, Erika PRINA HOWALD*

* Territorial Engineering Institute (insit)
Department of Built Environment & Geoinformation (EC+G)
School of Engineering and Management Vaud (HEIG-VD), Yverdon-les-Bains, 1401,
Switzerland

ABSTRACT

Vulnerability assessment is becoming more and more a crucial point to be tackled in the framework of risk management of natural hazards. The assessment of the impact of these hazards on built environment is essential to all the public authorities involved in risk management and land use planning.

The purpose of the present study is to collect the most significant methodologies for vulnerability assessment developed so far and propose some criteria to evaluate them in order to suggest the most suitable to a specific territory, e.g. the Swiss, in this study. This evaluation is carried out for three major gravitational natural hazards, i.e. landslides, debris flows and rock falls.

1. INTRODUCTION

Gravitational natural hazards, such as landslides, debris flows and rock falls can cause a lot of damages in highly urbanized areas situated in mountainous regions all over the world.

Within the framework for risk analysis and management, and according to the definition of risk made by the UNDRO (1984), the assessment of the vulnerability of built environment constitutes a fundamental step in evaluating the impact of natural hazards on human assets and, subsequently, in allocating resources and establishing engineering solutions to mitigate consequences. At the same time, vulnerability is very complex to assess, on the one hand due to limited data available on disasters at the local level and, on the other hand, because it is a relatively new field of study which brings together scientists from different disciplines (Fuchs, 2009), therefore many constraints/conditions of different nature have to be satisfied.

Vulnerability is perceived as “the degree of loss to a given element, or set of elements, within the area affected by a hazard. It is expressed on a scale of 0 (no loss) to 1 (total loss)” (UNDRO, 1984). Vulnerability to landslides can be expressed using economic (monetary, quantitative) or heuristic (qualitative) scales (Galli & Guzzetti, 2007). In this study we mostly refer to economic scale to evaluate the degree of loss.

For gravitational hazards such as landslides, debris flows and rock falls, due to the high difficulty in defining their intensity and to the scarce availability of data regarding damages caused by past events, methods for vulnerability assessment and so-called “vulnerability curves” are quite limited in literature, at least if compared to the large number of vulnerability curves built for other hazards, like floods, storms or earthquakes – which can be in part explained by the fact that floods, just like earthquakes and storms damage more buildings in a single event than other hazard types (Douglas, 2007).

This is the reason why, over the last ten years, integrated approaches to manage all types of natural hazards, including vulnerability assessment methods, have been developed in many European countries, including Switzerland (Bründl, et al., 2009). These vulnerability assessment methods can be qualitative or quantitative (Fuchs, et al., 2012).

This work aims to evaluate the methodologies for vulnerability assessment, according to some specific criteria which should allow to establish which the most suitable method to a specific territory is. In particular, Switzerland will be taken as a reference and, based on the results of the evaluation, recommendations will be given to improve the vulnerability assessment methods and curves available for this country, in order to make them fit better to the three types of natural hazard considered (landslides, debris flows, rock falls).

2. COLLECTION OF VULNERABILITY ASSESSMENT METHODS FOR GRAVITATIONAL HAZARDS

According to Hollenstein (2005), studies on vulnerability assessment on mass movements-related disasters are limited. In addition, vulnerability assessments are usually carried out for all the gravitational hazards together (identified under the general term “landslides”, which therefore includes also rock falls and debris flows).

In the methodologies developed during the last years, vulnerability is assessed in different ways: empirically or analytically, by means of curves, numerical models, indicators and/or matrices. Based on the overviews elaborated by several authors (Hollenstein, 2005; Papathoma-Köhle, et al., 2011; Totschnig & Fuchs, 2013; Fuchs, 2014) and a further research on new developments published after 2014 (Ciurean, et al., 2014; Guillard-Gonçalves, et al., 2016), some of the most recent and interesting methodologies are considered hereafter to evaluate a possible suitable approach for the Swiss territory.

In order to better focusing on each methodology, the collection is realized separately for each gravitational hazard.

2.1 Approaches for debris flows

In the study of debris flows vulnerability, there is a larger number of studies available compared to other gravitational hazards (Papathoma-Köhle, et al., 2011).

1) In Switzerland, the FOEN (Borter & Bart, 1999) presents some vulnerability curves related to the intensity of the phenomenon and its impact (degree of loss) on the buildings (Papathoma-Köhle, et al., 2011).

2) From the study of a well-documented event which occurred in the Austrian Alps in August 1997, Fuchs et al. (2007) obtained a vulnerability curve for buildings of the dominant type, i.e. brick masonry and concrete, located on the fan of the torrent, based on the damage ratio and the intensity of the phenomenon. The relationship between debris flow intensity and vulnerability is expressed by a second order polynomial function (Fig. 1). The intensity is expressed by the deposit height and the curve concerns intensities lower than 2.5 m deposit height.

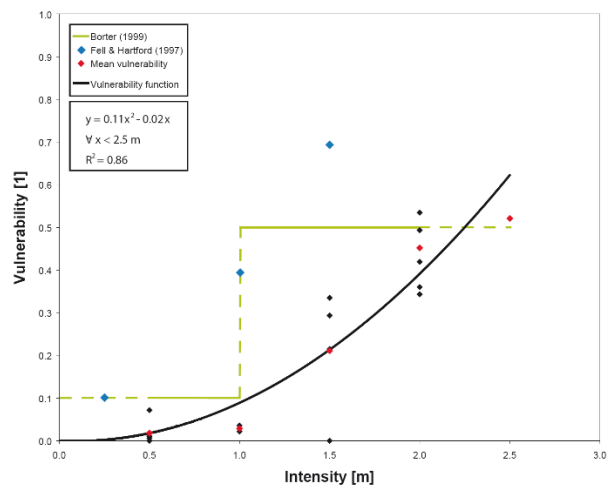


Fig. 1 Comparison between FOEN (Federal Office of the Environment) vulnerability curve (green, Borter & Bart, 1999) and the one proposed by Fuchs (black, 2007) according to data of a past event (black dots).

3) In their landslides risk assessment methodology, Sterlacchini et al. (2007) analysed the vulnerability of built environment affected by a potential risk scenario due to an earth-debris flow, defined based on an existing susceptibility map for a municipality in North-East Italy (Corvara, Badia). A “cause-effect” correlation was applied to analyze the relationship between the natural event and the physical effects on buildings. The physical effects considered are the aesthetic, functional and structural damage suffered by the exposed elements (Cardinali, et al., 2002). The vulnerability scenario of this study is based on data derived from written reports and literature about historical damage and disruption suffered by buildings during past “similar” events.

4) The study of Quan Luna et al. (2011) aims at developing physical vulnerability curves for debris flows through the use of a dynamic run-out model able to calculate physical outputs and to determine the zones where the elements at risk could actually suffer an impact. A specific large debris flow event was reconstructed and modelled, and three empirical vulnerability curves were obtained, as functions of debris flow depth, impact pressure and kinematic viscosity, respectively. All of the buildings involved were single to three storey brick masonry and concrete structures.

5) Ciurean et al. (2014) performed a quantitative vulnerability assessment of buildings using run-out modelling and damage data from a particular event occurred in 2003 in the Fella river region (Italy). They proposed a set of vulnerability curves for buildings which are built according to occupancy classes, building material types and number of floors. They considered two possible parameters to express the intensity of the phenomenon, analysed by means of a run-out model: the impact pressure and the debris flow height.

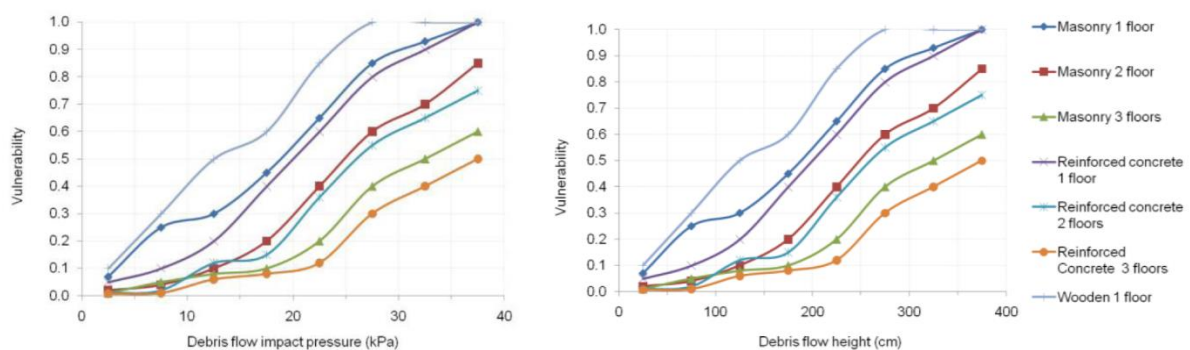


Fig. 2 Vulnerability curves for debris flows accounting impact pressure (left) or debris flow height (right) as intensity parameter (Ciurean, et al., 2014).

2.2 Approaches for rock falls

The vulnerability of built environment affected by a rock fall event has been more and more studied in last decades. However, compared to other natural hazards, rock falls are very complicated phenomena to study under the point of view of vulnerability assessment of the

built environment. In addition, the quantification of the vulnerability, when based on empirical or heuristic approaches, requires data from historical rock falls records, which are very often not available. This is the reason why appropriate alternatives are required; the use of analytical and numerical models can be considered as such (as proposed by Mavrouli & Corominas, 2010).

1) For rock falls, the FOEN (Borter & Bart, 1999) estimated vulnerability curves in terms of damage functions of six different categories (type) of buildings, based on the intensity of the event. Vulnerability values are attributed to buildings according to their typology, for use at the regional scale (Mavrouli & Corominas, 2010).

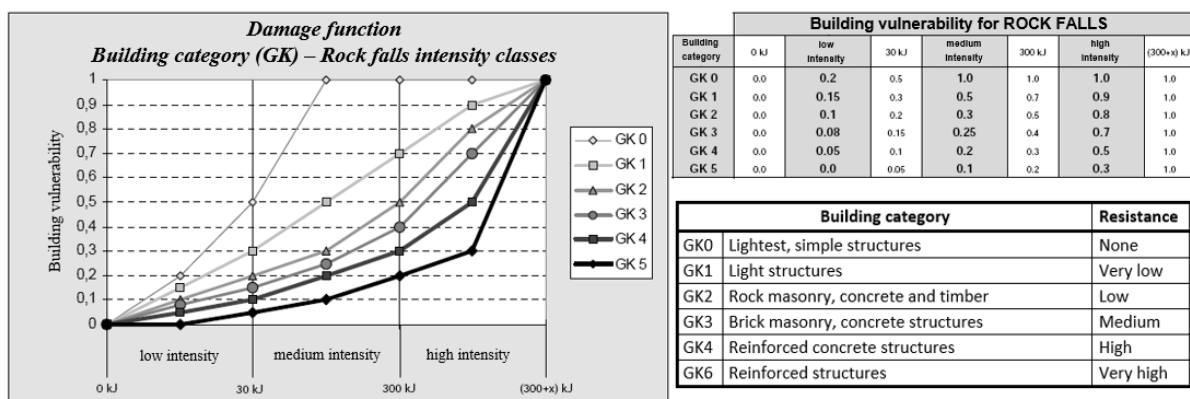


Fig. 3 Vulnerability curves with table of values and description of the six building categories considered (modified from Borter & Bart, 1999).

2) More recently, Agliardi et al. (2009) proposed a rock falls vulnerability function starting from a quantitative risk assessment procedure supported by 3D rock falls numerical modelling. The numerical model was calibrated by a back analysis of an event occurred in Fiumelatte (Italy) in 2004; then, the computed impact energy and observed damage for each building impacted were combined, to establish an empirical vulnerability function according to which the expected degree of loss for each element at risk was determined (Agliardi, et al., 2009).

3) Mavrouli and Corominas (2010) investigated the response of reinforced concrete buildings to rock falls impacts, considering a single hit on the basement columns, and they proposed an analytical evaluation of the vulnerability. For a range of rock falls paths and intensities, they calculated a damage index (DI), defined as the ratio of structural elements that fail to the total number of structural elements (Quan Luna, et al., 2011). The vulnerability value obtained are expressed in matrix form as the potential damage that a rock block causes to a building, as a function of its velocity and size. From these results, fragility curves are also produced, which express the probability of exceeding a certain limit state of the building (threshold of strain),

2.3 Approaches for landslides

Several studies have been conducted on the vulnerability of built environment impacted by landslides, but no unique methodology exists for its assessment.

1) Uzielli et al. (2008) proposed a scenario-based quantitative estimation of vulnerability, in which vulnerability is defined quantitatively as a function of two parameters: landslide intensity and susceptibility of vulnerable elements. Intensity is modelled as a composite parameter, accounting for kinetic (velocity) and kinematic (absolute displacement) characteristics. For susceptibility, a tentative model accounting two factors (structural typology and state of maintenance) is proposed, which needs to be improved, refined and calibrated.

2) Remondo et al. (2008) developed a quantitative procedure for mapping landslides risk, starting from considerations on hazard, vulnerability and exposed elements. Their empirical approach is based on a detailed study and inventory of landslides occurrence and damages in last 50 years in the area of Bajo Deba (northern Spain). Past events revealed a prevalence of shallow and translational slides. Vulnerability was assessed by comparing losses with the actual monetary value for each type of elements affected (buildings, transport infrastructures and land resources) and then mapped for single-magnitude scenarios.

3) Li et al. (2010) proposed a quantitative model to evaluate the vulnerability of structures to slow or rapid landslides, accounting for the intensity of phenomenon and the resistance of the exposed elements. The quantitative definition of vulnerability varies according to the value of the ratio between intensity and resistance. Intensity is defined as a function of 2 non-dimensional factors: (i) a dynamic one, i.e. landslide velocity, and (ii) a geometric one, i.e. debris-depth for rapid landslides or deformation factor for slow landslides. The evaluation of the resistance of buildings takes into account: structural type, height, state of maintenance and depth of foundations elements.

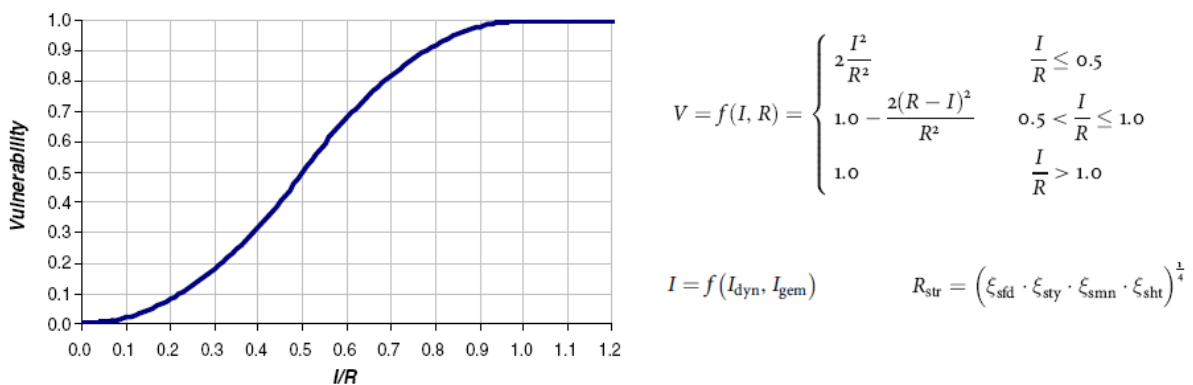


Fig. 4 Theoretical changing trend of vulnerability function and relative formulas (modified from Li, et al., 2010).

4) Fotopoulou & Pitilakis (2013) developed an analytical method for assessing the vulnerability of low-rise reinforced concrete buildings subjected to seismically induced slow-moving earth

slides. The vulnerability assessment is based on fragility curves, considering as the intensity parameter the Peak Horizontal Ground Acceleration (PHGA) at the bedrock. this is a two-step uncoupled approach: at first, thanks to a dynamic non-linear finite difference slope model, differential permanent displacements are estimated; then, they are statically imposed at the foundation level, using a finite element code, to evaluate the building's response. This method, useful at the site-specific or local scales, considers mechanical characteristics of foundations and soil and the building position within the moving mass.

5) Guillard-Gonçalves et al. (2016) proposed a methodology for semi-quantitative assessment of the physical vulnerability of buildings to landslides in a Portuguese municipality (Loures). The intensity of the phenomenon, expressed in terms of destructive capacity, was evaluated not accounting for velocity, but in terms of slip surface depth and accumulated material height, because landslides affecting the study area are generally slow, very slow or extremely slow. The vulnerability assessment was based on an inquiry of a pool of European experts and a sub-pool of experts familiar with the study area for four structural building types. Vulnerability was not only evaluated building by building; also, average values for basic geographic unit were calculated, to produce vulnerability maps at the regional scale.

Criterion	Description	Values
C1 Geomorphological proximity and situation at risk	<i>methodologies for evaluating the vulnerability of built environment developed and applied in regions presenting geomorphological contexts and situations at risk quite different compared to the Swiss are considered in principle less useful for a possible application to Switzerland</i>	HP = high proximity MP = medium proximity LP = low proximity
C2 Typology of buildings	<i>evaluation done according to the type of structure, material and construction rules/principles of buildings in Switzerland</i>	HS (n°) = high similarity MS (n°) = medium similarity LS (n°) = low similarity where (n°) = number of structure type considered
C3 Intensity of the phenomenon	<i>neither a universal methodology nor a unique parameter exist to identify the intensity of landslides; therefore, methods with the same or very similar choices as Switzerland for characterising landslide intensity can in principle be considered as suitable</i>	HS = high similarity MS = medium similarity LS = low similarity
C4 Qualitative or quantitative	<i>methodologies are evaluated taking into account their qualitative rather than quantitative approach</i>	QLT = qualitative QNT = quantitative
C5 Specific attention to every building	<i>since many characteristics can change from one type of building to another, methodologies will be evaluated as more or less appropriate according to their tendency to aggregate more than one type of building into the same vulnerability curve.</i>	ST = 1 structure type/curve MT = 2/+ structure type/curve

Table 1 Criteria description and relative values for the evaluation of vulnerability assessment methods.

3. EVALUATION OF VULNERABILITY ASSESSMENTS FOR SUITABILITY TO A SPECIFIC TERRITORY: SWITZERLAND

The next part of this study aims at formulating some suggestions to improve the vulnerability assessment procedures for the Swiss territory. This goal can be achieved by evaluating the methods and applications reviewed for each of the three gravitational hazards considered (debris flows, rock falls, and landslides) according to some specific qualitative criteria, in order to find the most appropriate vulnerability assessment approach for the Swiss territory.

In this respect, six criteria to perform the evaluation of the methods reviewed were defined as presented in Table 1.

According to the previously mentioned criteria and their possible values, the evaluation of all the methodologies described before is presented here below.

Authors (year)	General Info	C1	C2	C3	C4	C5
(Borter & Bart, 1999)	Scale & Location: Local, Switzerland Hazard dependant: YES Intensity proxy: debris height and velocity Vulnerability assessment: curves	HP	HS (6)	HS	QNT	ST
(Fuchs, et al., 2007)	Scale & Location: Local, Austrian Alps Hazard dependant: YES Intensity proxy: deposition height Vulnerability assessment: curves	HP	HS (2)	HS	QNT	MT
(Sterlacchini, et al., 2007)	Scale & Location: Local, Italy Hazard dependant: NO Intensity proxy: debris height and velocity Vulnerability assessment: punctual values	HP	-	HS	QLT	-
(Quan Luna, et al., 2011)	Scale & Location: Local, Italian Alps Hazard dependant: YES Intensity proxy: debris flow depth, impact pressure and kinematic viscosity Vulnerability assessment: curves	HP	HS (2)	MS	QNT	MT
(Ciurean, et al., 2014)	Scale & Location: Local, Italian Alps Hazard dependant: YES Intensity proxy: debris flow depth and impact pressure Vulnerability assessment: curves	HP	HS (7)	MS	QNT	ST

Authors (year)	General Info	C1	C2	C3	C4	C5
(Borter & Bart, 1999)	Scale & Location: Local, Switzerland Hazard dependant: YES Intensity proxy: impact energy Vulnerability assessment: curves	HP	HS (6)	HS	QNT	ST
(Agliardi, et al., 2009)	Scale & Location: Local, Italy Hazard dependant: YES Intensity proxy: impact energy Vulnerability assessment: curves	HP	-	HS	QNT	MT
(Mavrouli & Corominas, 2010)	Scale & Location: Local, Andorra Hazard dependant: YES Intensity proxy: Impact Energy Vulnerability assessment: matrices, damage index and fragility curves	MP	HS (1)	HS	QNT	-
(Uzielli, et al., 2008)	Scale & Location: Local, - Hazard dependant: YES Intensity proxy: slide velocity and absolute displacement Vulnerability assessment: curves	-	HS (6)	MS	QNT	ST
(Remondo, et al., 2008)	Scale & Location: Local, northern Spain Hazard dependant: NO Intensity proxy: runout distance, mass of material and velocity Vulnerability assessment: punctual values	MP	-	LS	QNT	-
(Li, et al., 2010)	Scale & Location: Local, - Hazard dependant: YES Intensity proxy: slide velocity, deformation or debris-height Vulnerability assessment: curves	-	HS (6)	MS?	QNT	ST
(Fotopoulou & Pitolakis, 2013)	Scale: Local, - Hazard dependant: YES Intensity proxy: peak horizontal ground acceleration (PHGA) Vulnerability assessment: fragility curves	MP	HS (1)	LS	QNT	-
(Guillard-Gonçalves, et al., 2016)	Scale & Location: Local, Portugal Hazard dependant: YES Intensity proxy: Slip surface depth or accumulated material height Vulnerability assessment: matrices, curves and maps	MP	MS (4)	MS	QNT	ST

Table 2 Results of the evaluation of all the methodologies for vulnerability assessment according to defined criteria ("-" = no information to evaluate according to our criteria).

4. DISCUSSION

In order to provide useful and accurate information to urban planners and local authorities involved in all the risk management process, a quantitative methodology developed for a general context (risk and geomorphology) very similar to Switzerland, and which considers different structure types can be defined as the best approach for a vulnerability assessment of

built environment. Therefore, the evaluation of all the methods was in general conducted based on a simple principle: methods presenting (i) “high” (HP, HS) values for the first 3 criteria, (ii) “quantitative” for the forth and (iii) ST (one curve for each structural type) for the fifth are considered as the most suitable to Switzerland.

According to this principle, the suggestions for Swiss territory are the following:

- Debris flows → apply and validate the methodology proposed by Ciurean et al. (2014)
- Rock falls → apply the methodology currently proposed by the FOEN (Borter & Bart, 1999)
- Landslides → apply and validate the methodology proposed by Li et al. (2010)

As it can be seen in Table 2, not all the methods provide enough information to perform a complete evaluation according to the criteria defined. In some cases, no value could be attributed to a specific criterion.

Regarding debris flows, the method proposed by Sterlacchini et al. (2007) seemed the less appropriate, since the assessment is qualitative (no curves) and it does not have any reference to the structural characteristics of each building. The empirical method and the relative vulnerability curve proposed by Fuchs et al. (2007) can be interesting but it aggregates in one curve two structural types (brick masonry and reinforced concrete) which can respond differently to a debris event. Same issue for the curves proposed by Quan Luna et al. (2011), even though the idea of using three different parameters to express the intensity is innovative and interesting. Finally, between the already existing methodology of the FOEN (Borter & Bart, 1999) and the one proposed by Ciurean et al. (2014), the choice fell on the second one, which could improve the FOEN methodology, as it takes into account not only the construction material, but also the height of buildings; in addition it innovatively suggests to consider also the impact pressure as an intensity parameter.

The research of methodologies for vulnerability assessment for rock falls provided few results and the two methodologies found in addition to the Swiss one (Borter & Bart, 1999) are very interesting but not fully appropriate. Agliardi et al. (2009) proposed a very detailed numerical model of the phenomenon but, as vulnerability assessment, only one empirical curve was developed for all the buildings involved in a past event, without any distinction in terms of structural and constructive features. Mavrouli and Corominas (2010) developed an even more refined model for describing the phenomenon and the response of a building to an impact, but they focused on only one structural type. This method seemed very specific for individual buildings and not easy to reproduce and apply to different structure types. In this case, the Swiss methodology was preferred as the best option.

Regarding landslides, the methodology proposed by Remondo et al. (2008) seemed the less interesting because of its punctual vulnerability assessment (neither curves nor matrices) and the fact that it refers to a single average scenario established based on an inventory of past

events. Furthermore, the focus is on shallow translational slides, which are only one part of the landslides occurring typically on the Swiss territory. A similar issue affects methodology proposed by Fotopoulou and Pitilakis (2013), which is very specific and focused on seismically induced slow-moving earth slides, a kind of phenomenon not very common in Switzerland. The most recent methodology of Guillard-Gonçalves et al. (2016) seemed at first very interesting, since it produced not only vulnerability matrices and curves, but also vulnerability maps. On the other hand, it must be remarked that the vulnerability assessment is mainly based on expert's judgement, and therefore quite subjective. Furthermore, it considered four structure types which are not well matching (medium similarity) the Swiss ones. Also the last two methods (Uzielli, et al., 2008; Li, et al., 2010) based the vulnerability assessment on several subjective coefficients, which still need to be calibrated and validated. However, they considered six structural types, corresponding to the typical Swiss ones, and they modelled vulnerability as a function of the phenomenon intensity and resistance capacity of buildings. The final choice fell on Li et al. (2010), who proposed an improvement of the methodology of Uzielli et al. (2008) and considered more parameters in the evaluation of both intensity and resistance.

Even if the evaluation was carried out based on five criteria, it was however necessary to add some subjective judgements to formulate the final suggestions. The methodologies chosen are not meant to be taken into account uncritically, but they all need to be calibrated, tested and validated on the Swiss territory, possibly using historical data from past events. A limit of this study is the lack of uniformity among the three approaches suggested, e.g. the type of structures accounted for: it is evident that, according to the hazardous phenomenon considered, vulnerability assessment cannot be the same, but it would be desirable to at least focus on the same structure types for all the three gravitational hazards. This study has to be considered a preliminary tool to propose suggestions for the vulnerability assessment method suitable to a given territory; future developments in terms of uniformity and completeness of the whole approach are planned.

5. CONCLUSIONS

This work aimed to propose some evaluation criteria of methodologies for vulnerability assessment of built environment for three types of gravitational hazards, i.e. debris flows, rock falls and landslides, in order to suggest the most suitable to a specific territory (in this case, Switzerland).

First, a collection of all the methodologies considered was presented. Then five evaluation criteria were described and applied to analyse each methodology.

The results of this evaluation show that the most suitable approaches for the Swiss territory are those of Ciurean et al. (2014) for debris flows, the FOEN (Borcher & Bart, 1999) for rock falls and Li et al. (2010) for landslides. These suggestions constitute a preliminary solution to improve vulnerability assessment, in view of further developments in terms of uniformity and completeness of the whole approach.

REFERENCES

- Agliardi, F., Crosta, G. & Frattini, P., 2009. Integrating rockfall risk assessment and countermeasure design by 3D modelling techniques. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Issue 9, pp. 1059-1073.
- Borter, P. & Bart, R., 1999. *Risikoanalysen bei gravitativen Naturgefahren*. Bern: FOEN.
- Bründl, M., Romang, H. E., Bischof, N. & Rheinberger, C. M., 2009. The risk concept and its application in natural hazard risk management in Switzerland. *Natural Hazard and Earth System Sciences*, Issue 9, pp. 801-813.
- Cardinali, M. et al., 2002. A geomorphological approach to the estimation of landslide hazards and risks in Umbria, Central Italy. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Issue 2, pp. 57-72.
- Ciurean, R. et al., 2014. Quantitative vulnerability assessment of buildings to debris-flows in Fella River Basin using run-out modeling and damage data from the 29th of August 2003 event. In: *Proceeding of Analysis and Management of Changing Risks for Natural Hazards*. Padua: s.n.
- Douglas, J., 2007. Physical vulnerability modelling in natural hazard risk assessment. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Issue 7, pp. 283-288.
- Fotopoulou, S. D. & Pitilakis, K. D., 2013. Vulnerability assessment of reinforced concrete buildings subjected to seismically triggered slow-moving earth slides. *Landslides*, Issue 10, pp. 563-582.
- Fuchs, S., 2009. Susceptibility versus resilience to mountain hazards in Austria—paradigms of vulnerability revisited. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Issue 7, pp. 495-506.
- Fuchs, S., 2014. *Vulnerability of strategic infrastructure*, s.l.: Institute of Mountain Risk Engineering, University of Natural Resources and Life.
- Fuchs, S., Heiss, K. & Hübl, J., 2007. Towards an empirical vulnerability function for use in debris flow risk assessment. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Issue 7, pp. 495-506.
- Galli, M. & Guzzetti, F., 2007. Landslide Vulnerability Criteria: A Case Study from Umbria, Central Italy. *Environmental Management*, Issue 40, pp. 649-664.
- Guillard-Gonçalves, C., Zêzere, J. & Pereira, 2016. Assessment of physical vulnerability of buildings and analysis of landslide risk at the municipal scale: application to the Loures municipality, Portugal. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Issue 16, pp. 311-331.
- Hollenstein, K., 2005. Reconsidering the risk assessment concept: standardizing the impact description as a building block for vulnerability assessment. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Issue 5, pp. 301-307.
- Li, Z. et al., 2010. Quantitative vulnerability estimation for scenario-based landslide hazards. *Landslides*, Issue 7, pp. 125-134.
- Mavrouli, O. & Corominas, J., 2010. Rockfall vulnerability assessment for reinforced concrete buildings. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Issue 10, pp. 2055-2066.
- Mavrouli, O. & Corominas, J., 2010. Vulnerability of simple reinforced concrete buildings to damage by rockfalls. *Landslides*, Issue 7, pp. 169-180.
- Papathoma-Köhle, M., Kappes, M., Keiler, M. & Glade, T., 2011. Physical vulnerability assessment for alpine hazards: state of the art and future needs. *Natural Hazards*, Issue 58, pp. 645-680.
- Quan Luna, B. et al., 2011. The application of numerical debris flow modelling for the generation of physical vulnerability curves. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Issue 11, pp. 2047-2060.
- Remondo, J., Bonachea, J. & Cendrero, A., 2008. Quantitative landslide risk assessment and mapping on the basis of recent occurrences. *Geomorphology*, Issue 94, pp. 496-507.
- Sterlacchini, S., Frigerio, S., Giacomelli, P. & Brambilla, M., 2007. Landslide risk analysis: a multi-disciplinary methodological approach. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Issue 7, pp. 657-675.
- Totschnig, R. & Fuchs, S., 2013. Mountain torrents: Quantifying vulnerability and assessing uncertainties. *Engineering Geology*, Issue 155, pp. 31-44.
- UNDRO, 1984. *Disaster Prevention and Mitigation: a Compendium of Current Knowledge: Preparedness aspects, Volume 11*. s.l.:United Nations, Office of the United Nations Disaster Relief Co-ordinator.
- Uzielli, M., Nadim, F., Lacasse, S. & Kaynia, A. M., 2008. A conceptual framework for quantitative estimation of physical vulnerability to landslides. *Engineering Geology*, Issue 102, pp. 251-256.

ANÁLISIS DE RIESGOS ASOCIADOS A LAS INFRAESTRUCTURAS VIARIAS DE LA DIPUTACIÓN PROVINCIAL DE JAÉN

Ramón CARPENA MORALES^{1,2}, Francisco MOYA GIMÉNEZ^{3,4}, Israel MELLADO GARCÍA⁵, Carlos COLOMO JIMÉNEZ⁴, Pablo BÉDMAR⁶, Diego GIL FERNÁNDEZ^{3,7}, Julio CALERO GONZÁLEZ^{3,7}; Antonio PÉREZ DE LA TORRE¹, Tomás FERNÁNDEZ DEL CASTILLO^{3,4}; Mario SÁNCHEZ GÓMEZ^{3,7}; Joaquín TOVAR PESCADOR^{3,8}

¹ Área de Infraestructuras Municipales
Diputación Provincial de Jaén

² Departamento de Ingeniería Mecánica y Minera
Universidad de Jaén

³ Centro de Estudios Avanzados en Ciencias de la Tierra
Universidad de Jaén

⁴ Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría
Universidad de Jaén.

⁵ IGEA Consultoría y Laboratorio

⁶ Bermadgest SL

⁷ Departamento de Geología
Universidad de Jaén

⁸ Departamento de Física
Universidad de Jaén

RESUMEN

En este trabajo se presentan los resultados preliminares de un proyecto financiado por la Diputación Provincial de Jaén, cuyo objetivo es el análisis de los riesgos de los deslizamientos de ladera que afectan a su red viaria. La metodología parte del reconocimiento de las incidencias registradas en los últimos años en una extensa base de

datos geoespacial. A partir de ahí, se ha procedido al análisis SIG para la modelización de la susceptibilidad a la inestabilidad mediante diversas metodologías (matriz, evaluación multicriterio y análisis discriminante) que parten del análisis de correlación con los factores. Los factores más determinantes son la presencia de determinadas litologías (margas y arcillas), las laderas de mayor tamaño y desnivel, con pendientes moderadas-altas y en sus partes más bajas. El análisis de la peligrosidad parte de la modelización de las precipitaciones de los últimos 25 años, lo que ha permitido estimar de forma preliminar los periodos de retorno de los eventos generadores de la inestabilidad, en torno a 2-5 años para los de menor intensidad y localizados, y 10-15 años para los de mayor intensidad y generales.

1. INTRODUCCIÓN

Los movimientos de ladera representan uno de los fenómenos de riesgo más extendidos a nivel mundial, con un fuerte impacto tanto en vidas humanas como en los aspectos socioeconómicos (Schuster, 1996; Pentley, 2012). En España, es un estudio ya clásico del Instituto Geológico y Minero de España (Ayala et al., 1987), para el periodo 1986-2016 se estimaron unas pérdidas de unas 70 vidas humanas y en torno a 10000 M€, considerando la inflación del PIB actualizada a 2013 (Palenzuela et al., 2016).

De todo ello se deriva un impulso a desarrollar medidas para mitigar los riesgos, ante el fuerte impacto sobre la sociedad actual y futura, entre las que destacan las medidas preventivas, y dentro de ellas el análisis del riesgo. El análisis cuantitativo o evaluación del riesgo se realiza generalmente mediante la fórmula general del riesgo (Varnes, 1984; Corominas et al., 2014), adoptada por la UNDRR (United Nations Disaster Relief Organization), que se expresa como el producto de tres componentes: la peligrosidad, la vulnerabilidad y la exposición de los elementos en riesgo. Puesto que el riesgo tiene una importante dimensión geográfica, los mapas y modelos geoespaciales de riesgos han experimentado un desarrollo generalizado, especialmente con el empleo de SIG (Ayala y Corominas, 2003; Chacón et al., 2006) y más reciente con la integración en infraestructuras de datos espaciales (Fernández et al., 2012).

Los estudios de peligrosidad – definida como la probabilidad espacio-temporal de ocurrencia de los fenómenos – son claramente los más frecuentes. De acuerdo con Guzzetti et al., (2005), la peligrosidad engloba a la susceptibilidad como probabilidad espacial, junto a la probabilidad temporal y la probabilidad de superar una determinada magnitud (área o volumen). Dentro de ellas, la modelización de la susceptibilidad o probabilidad espacial (Brabb, 1984) ha tenido un mayor avance debido a la naturaleza limitada del impacto individual, salvo excepciones, de los procesos de inestabilidad del terreno. De esta manera, se han elaborado numerosas metodologías generalmente basadas en la relación entre los factores determinantes y los fenómenos (Corominas et al., 2014) y que, de acuerdo a Van Westen (2000), se pueden clasificar en: métodos empíricos heurísticos, basados en la experiencia de

los responsables del análisis; análisis estadístico bivariante, donde los factores determinantes se cruzan con el mapa de distribución de movimientos de ladera, como el método de la matriz (Degraff and Romersburg, 1980; Irigaray et al., 1996; 1999), la evaluación multicriterio o indexación (Irigaray et al., 1996) o el empleo de funciones de favorabilidad (Chung et al., 1993); análisis estadísticos mutivariantes como las técnicas de regresión múltiple (Carrara, 1983), regresión logística (Guzzetti et al., 2005) o el análisis discriminante (Carrara, 1983; Baeza and Corominas, 2001); y finalmente, los métodos deterministas, basados en el análisis de estabilidad de las laderas, generalmente mediante la evaluación del factor de seguridad.

Con respecto a la probabilidad temporal, hay distintos tipos de aproximaciones (Fell et al., 2008) que se basan en: el registro histórico de incidencias (Guzzetti et al., 2005; Remondo et al., 2005; Jaiswall et al., 2009); secuencias de imágenes (Guzzetti et al., 2005); correlación con factores activadores (Guzzetti et al., 2005; Jaiswal et al., 2009; Fernández et al., 2012); rasgos geomorfológicos (Fernández et al., 2012); y testigos de eventos pasados.

En este trabajo se han ensayado distintas técnicas para la modelización de la susceptibilidad, que resulta en la obtención de los mapas correspondientes, a partir de una base de datos reducida de incidencias de inestabilidad en torno a las carreteras de la red provincial de Jaén. Además se estima de forma aproximada el periodo de retorno de las incidencias, a partir de su distribución temporal y el análisis de las series de precipitaciones de los últimos 25 años.

2. ZONAS DE ESTUDIO

La zona de estudio (Figura 1) corresponde a la provincia de Jaén, en la que se distinguen tres dominios desde el punto de vista geológico y morfológico, que de Sur a Norte son: las Cordilleras Béticas, concretamente sus Zonas Externas (dominios Prebético y Subbético), en la que afloran materiales bien de naturaleza carbonatada, o bien margoso-arcillosa, de edad Triásico-Paleógeno, y con una estructura en escamas en la que se entremezclan diversos dominios paleogeográficos; los materiales sedimentarios de la Depresión del Guadalquivir, que en la zona cercana al frente Bético presentan una mayor deformación, siendo su estructura discutida –corresponden a lo que se ha definido convencionalmente como unidades olistostrómicas–, disminuyendo dicha deformación hacia el norte donde se observa mejor la secuencia de materiales margosos-arcillosos del Mioceno; y finalmente, los materiales del Dominio Variscico o Hercínico, en el que afloran metapelitas (pizarras, grauvacas, etc.), junto a rocas ígneas (granitos y granodioritas). Todo ello coronado por materiales cuaternarios de fondos de valles y depósitos de derrubios de distinta naturaleza.

La extensa y penetrativa red viaria de la Diputación Provincial de Jaén –de unos 1600 Km de longitud– es una muestra bastante representativa de los distintos ambientes físicos de la provincia, por lo que su estudio puede proporcionar información valiosa sobre las condiciones de inestabilidad no sólo del entorno de la red, sino de toda la provincia.

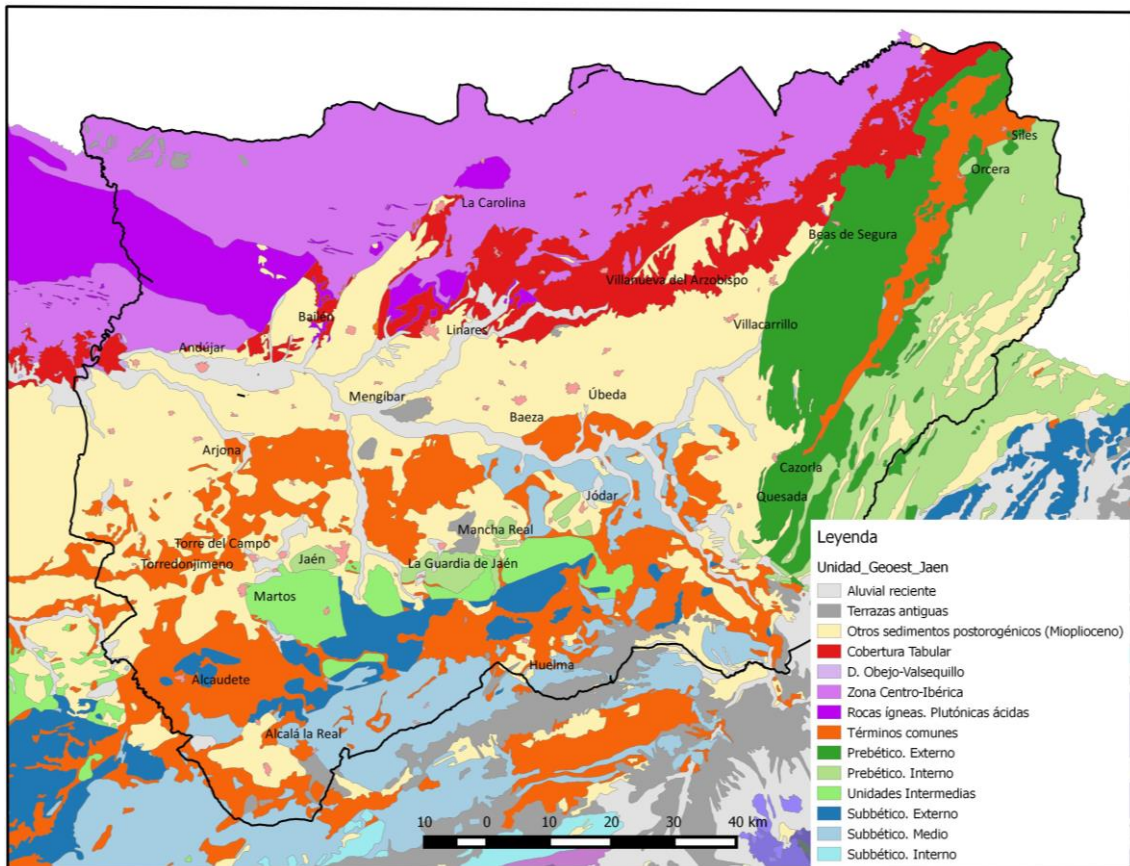


Figura 1. Localización y síntesis geológica de la provincia de Jaén

3. MATERIAL Y METODOLOGÍA

La metodología de trabajo se resume en los siguientes pasos:

1. Base de datos de zonas inestables.
2. Análisis de correlación con los factores determinantes.
3. Modelización de la susceptibilidad.
4. Estimación de la peligrosidad.

3.1. Base de datos

El primer paso es la elaboración y enriquecimiento de la base de datos de incidencias con datos de campo y otros extraídos de cartografías previas. La base de datos se ha construido a lo largo de los años mediante un trabajo de recopilación de información a medida que se fueron produciendo las intervenciones desde 1998. En la base de datos original se contaba datos identificativos de la incidencia (coordenadas, proyecto, obra ...), datos sobre la vegetación y los usos del suelo, datos geomorfológicos y topográficos

(temáticos), datos geotécnicos (capacidad de carga, condiciones constructivas..., extraídos del mapa geotécnico 1:200.000), hidrogeología (drenaje y permeabilidad), descripción de la incidencia (año, mes, tipo de incidencia, carreteras, PKs...), geología (litología y formaciones superficiales), datos de la carretera (planta, pendiente, radio de curvatura ...) y, finalmente las soluciones de obra adoptadas. La base de datos ha sido testada sobre el terreno, especialmente en lo relativo a la geología y a la descripción de la incidencia, así como a aspectos morfológicos.

Finalmente, las incidencias registradas y revisadas se han digitalizado sobre la ortofotografía y posteriormente se han refinado mediante diversas operaciones de recorte y buffer (corredores) en el software SIG empleado (QGIS y ArcGIS). El resultado es un inventario de incidencias, consistente en una serie de corredores de 100 m de anchura (en ambas direcciones) sobre tramos de carreteras de la red provincial. Se han establecido una distinción básica entre dos categorías: los procesos de menor envergadura que afectan al firme de la carretera, taludes y terraplenes y los procesos de mayor envergadura que suponen una cierta inestabilidad general de la ladera (flujos y deslizamientos).

3.2. Correlación con factores

Se han empleado un total de 20 factores, que se integran en los siguientes grupos:

- Derivados del Modelo Digital de Elevaciones (MDE): altitudes, pendientes, orientaciones, formas, curvatura vertical y flujo acumulado. El MDE empleado ha sido el modelo de 5 m del IGN –que en la zona de Jaén procede de fotogrametría- a partir del cual se ha elaborado el mosaico correspondiente a la provincia.
- Unidades del terreno, resultantes de la aplicación sucesiva de filtrados y agregaciones del modelo de orientaciones, que permiten obtener estas unidades equivalentes a laderas. Sobre estas unidades se ha calculado el área y el desnivel o rango total. Además se han clasificado en tres segmentos que permiten definir la posición de un punto en la ladera (zonas altas, medias y bajas) y se han calculado los desniveles desde cada punto a la cota máxima.
- Relacionados con la red de drenaje: distancia a cauces, proximidad a cauces de distinto orden y densidad de drenaje. La red de drenaje empleada es la de los datos de referencia de Andalucía (DERA), cuya escala de referencia es la 1:100.000.
- Relacionados con la geología: unidades litoestructurales, elaboradas mediante revisión y reclasificación de las unidades del Mapa Geológico de Andalucía a escala 1:400.000. Se trata de una magnífica síntesis geológica, por lo que se ha optado por ella a pesar de ser de una escala algo reducida, en relación a otras capas de información. También se ha realizado un mapa de densidad de fracturas a partir de las estructuras identificadas en el mapa anterior, y se han empleado los mapas de acuíferos y contactos acuíferos (buffer de 500 m), procedentes de la DERA.
- Variables climáticas: precipitaciones medias anuales y temperaturas medias.
- Usos del suelo, igualmente descargado de la DERA.

El análisis de correlación entre factores e incidencias, y entre los propios factores, se ha llevado a cabo mediante el cálculo de diversos coeficientes en la hoja Excel o con paquetes informáticos (Statgraphics y R), tales como el coeficiente de Kolmogorov-Smirnov (KS), propio de la comparación de distribuciones (en las zonas con incidencias o inestables y en las zonas sin incidencias o estables, del entorno de las carreteras de la red provincial) o el coeficiente de contingencia (C), propio de la tabulación cruzada entre los factores entre sí y con la base de datos de incidencias.

3.3. Modelización de la susceptibilidad

Dada la escala de trabajo y el empleo de una base de datos tan reducida en relación a la extensión de la zona, con carácter experimental se han ensayado distintos métodos de análisis y modelización de la susceptibilidad:

- Modelos basados en el análisis de condición única (Irigaray et al., 1996; Guzzetti et al., 2005), que consiste en obtener todas las combinaciones posibles entre las clases de los factores que determinan la inestabilidad. En este caso se han empleado cuatro factores: unidades litoestructurales, pendientes, rango de altitudes en las unidades del terreno y posición en la ladera. Dentro de este tipo de modelos se ha utilizado en primer lugar el conocido como método de la matriz (Degraff and Romersburg, 1980; Irigaray et al., 1999), consistente en determinar el porcentaje de cada combinación afectado por las inestabilidades o incidencias, dentro de las zonas en torno a las carreteras de la red provincial, aunque este porcentaje se aplica a la zona completa (provincia). Además, se ha empleado la evaluación multicriterio o indexación (Irigaray et al., 1996), en la que los pesos de los factores –los mismos que en el método anterior– son los coeficientes de correlación y los valores de cada clase son los porcentajes afectados por las incidencias. Finalmente, se ha aplicado el análisis discriminante (Carrara, 1988; Baeza and Corominas, 2001), separando la muestra en dos grupos (con y sin incidencias) y calculado las ecuaciones que permiten el cálculo de la susceptibilidad, siendo igualmente los valores asignados a cada clase los correspondientes a los porcentajes de incidencias.
- Métodos basados en las unidades del terreno (Guzzetti et al., 2005). En este caso, se ha empleado solamente el análisis discriminante, separando en dos grupos la muestra de unidades del terreno en las que hay carreteras de la red provincial. Esta discriminación se ha hecho en función del porcentaje de cada una de estas unidades afectadas por las incidencias, en el entorno de las carreteras provinciales, aunque una vez determinadas las ecuaciones se apliquen a todas las unidades. Se ha restringido el análisis a tres de los cuatro factores antes seleccionados: unidades litoestructurales, pendientes y rango de las unidades, ya que el cuarto es una división subunidad. A partir de estos factores se han considerado 35 variables (28 de las clases litoestructurales, 6 de las clases de pendientes y 1 correspondiente al valor del rango), cuyos valores son los porcentajes de cada una de estas clases en la unidad del terreno correspondiente.

3.4. Estimación de la peligrosidad

La peligrosidad se estima a partir de la base de datos de incidencias y del análisis de las precipitaciones de la zona. Las series de precipitaciones se han obtenido mediante el procesamiento de datos ERA-Interim, procedentes del European Centre for Medium-Range Weather Forecasts (ECMRW), con el modelo WRF (Weather Research & Forecasting Model) durante el periodo 1990-2005, completados con datos de estaciones meteorológicas hasta 2015, siendo el paso de la malla de 5 Km.

El análisis llevado a cabo hasta la fecha ha consistido en asociar a cada una de las incidencias la fecha más probable de ocurrencia, observando las precipitaciones de los 18 meses anteriores a la fecha de la intervención de la base de datos. Se han considerado las precipitaciones diarias, así como las acumuladas de 3 días, 7 días, 1 mes y 3 meses. Las fechas estimadas para las incidencias se han comparado con las informaciones aparecidas en la base de datos digital del periodo local IDEAL (edición de Jaén), disponible desde 2006. Esto va a permitir una estimación preliminar –en espera de análisis más rigurosos (Palenzuela et al., 2015)– de los umbrales de lluvias que causan inestabilidad en las carreteras de la provincia de Jaén. Una vez establecidos estos umbrales con los datos más fiables de los últimos años, se pueden identificar en las series de precipitaciones la frecuencia de ocurrencia y los periodos de retorno aproximados de estos eventos. Estos periodos de retorno son el punto de partida para la obtención de mapas de susceptibilidad y, en consecuencia, de peligrosidad (dividiendo la susceptibilidad por el número de años), si se contabiliza el porcentaje de áreas afectadas por las incidencias en el entorno de la red provincial, en cada una de las unidades –de condición única y del terreno– y en cada periodo.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La base de datos de incidencias se muestra en la Figura 2 y se describe en la Tabla 1. Dentro de las 186 incidencias registradas, 84 corresponden a procesos superficiales de arroyada o de sufusión que ocasionan problemas puntuales en el firme, los terraplenes o los taludes de las carreteras, mientras que 88 corresponden a movimientos de ladera en masa, que producen una inestabilidad más generalizada (flujos, deslizamientos y procesos de reptación). Para los fines de este trabajo, se han considerado únicamente los procesos en masa o movimientos de ladera, sin establecer diferencias entre ellos, ya que todos se producen en condiciones similares (geológicas y topográficas).

En cuanto a la distribución temporal, las incidencias registradas en los primeros años (1998-2003) son limitadas, aunque como se observara más adelante, corresponden a años húmedos en los que cabría esperar una mayor actividad. En los años siguientes (2004-2009), que corresponden a años de sequía, en general, se observa igualmente una actividad reducida. Finalmente, en los años finales se produce un aumento muy sensible de la actividad, espacialmente concentrada en los años 2010 y 2013.

Distribución por tipologías				Distribución por años					
Tipo	Num.	Tipo	Num.	Año	Num.	Año	Num.	Año	Num.
Laminar	43	Desliz.	19	1998	2	2004	3	2010	61
En manto	32	Flujo	28	1999	5	2005	4	2011	18
En surcos	6	Reptación	41	2000	3	2006	2	2012	3
Arroyada	81	Total masa	88	2001	3	2007	1	2013	70
Sufusión	3	No clasific.	14	2002	2	2008	2	2014	3
Total super.	84	Total	186	2003	1	2009	3	Total	186

Tabla 1. Tipología y fechas de las incidencias registradas en la base de datos.

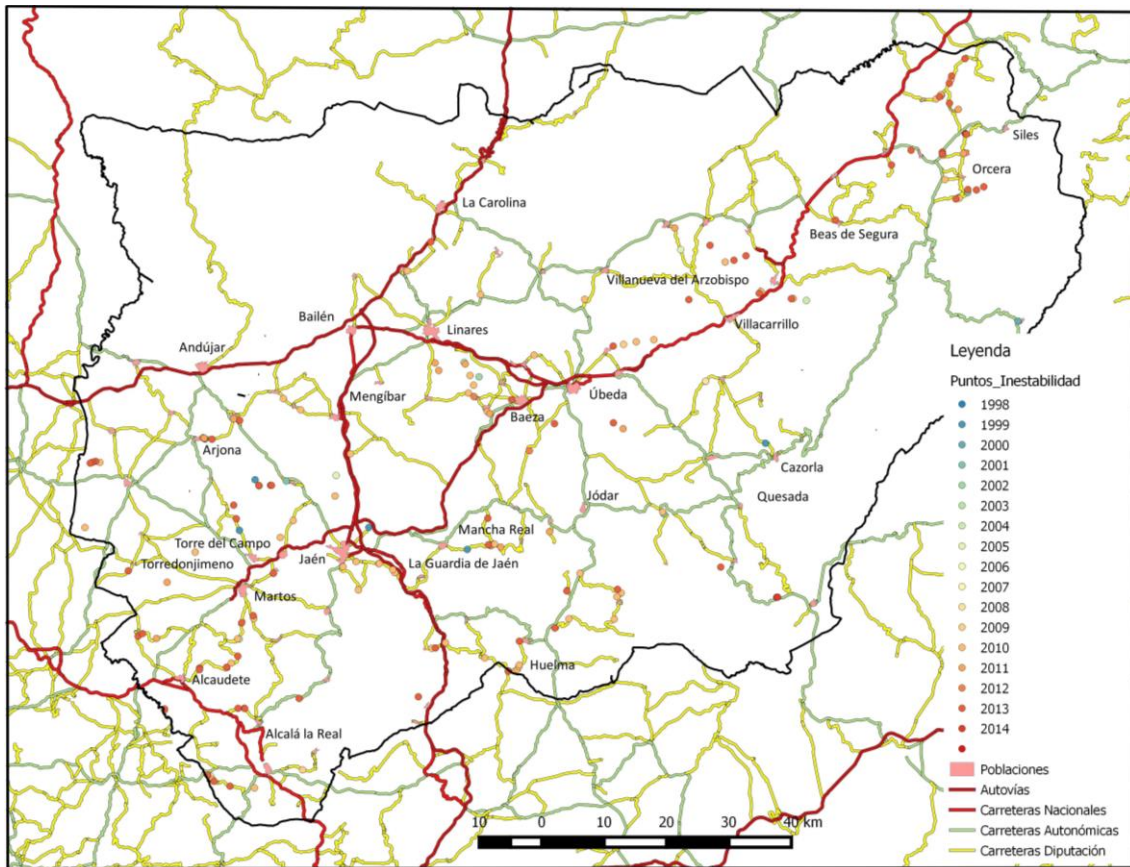


Figura 2. Base de datos de incidencias.

El análisis de correlación entre las incidencias registradas (las catalogadas como movimientos de ladera) y los factores determinantes se muestran en la Tabla 2. Los factores que muestran mayor correlación son las unidades litoestratigráficas y los usos del suelo, seguidos del desnivel a la cima, la posición en la ladera, la distancia a los ríos, la densidad de drenaje y las precipitaciones. Posteriormente hay otro grupo de factores como las altitudes, las pendientes, la curvatura del perfil, el desnivel y la superficie de las unidades o laderas, la densidad de fracturas y los acuíferos, mientras que el resto de factores presenta coeficientes muy bajos.

Sin embargo, teniendo en cuenta los factores que presentan altos coeficientes de correlación (KS y C) con otros factores más correlacionados a su vez con las incidencias (p.e. los usos del suelo con las unidades litoestratigráficas, finalmente se han seleccionado cuatro factores con la máxima independencia entre sí: unidades litoestratigráficas, pendientes, posición en la ladera y desnivel de la ladera.

Factor	Clases	KS	Factor	Clases	KS
Altitudes	5	11,40	Distancia a ríos	3	18,75
Pendientes	6	12,95	Orden de ríos	7	9,58
Orientaciones	8	6,15	Densidad de drenaje	5	17,03
Morfología	4	5,25	Unidades-litoestruct.	28	46,61
Curvatura-perfil	5	12,08	Densidad de fracturas	5	13,79
Desnivel de ladera	5	14,33	Precipitaciones medias	4	20,18
Tamaño de ladera	5	13,68	Temperaturas medias	7	11,24
Desnivel a cima	5	20,59	Acuíferos	3	10,79
Posición en ladera	3	20,18	Contactos acuíferos	3	4,16
Flujo acumulado	5	4,52	Usos	11	38,33

Tabla 2. Análisis de correlación entre incidencias y factores.

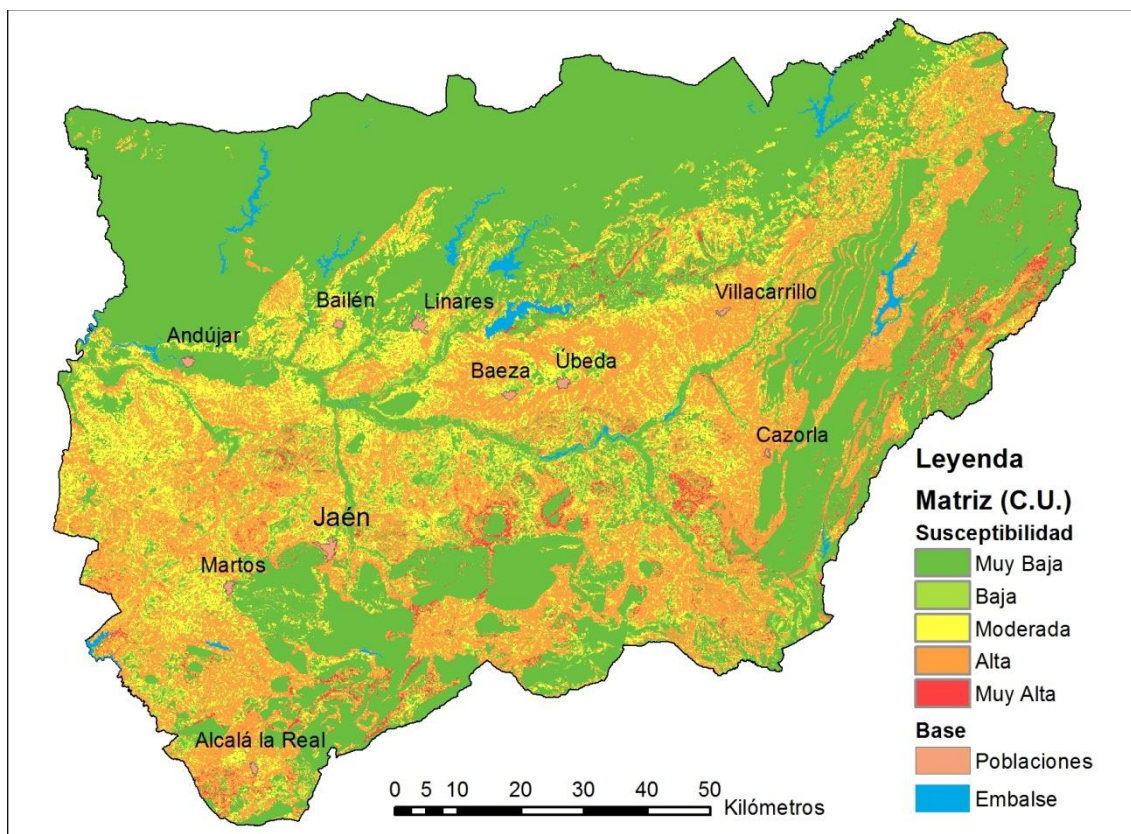


Figura 3. Mapa de susceptibilidad obtenido mediante el método de la matriz.

En la Figura 3 se muestra el mapa de susceptibilidad obtenido mediante la aplicación del método de la matriz. En este mapa y en el resto hay un predominio de las clases de baja susceptibilidad, mostrando todos ellos una distribución similar de todas las clases. Sin embargo, en este mapa las clases de alta susceptibilidad están más distribuidas, mientras que en el resto (EMC y análisis discriminante) las clases aparecen más asociados a determinadas unidades litoestructurales, que presentan un mayor peso en la ecuación.

Los resultados del análisis discriminante, tanto cuando se aplica sobre unidades de condición única como sobre unidades del terreno o laderas, se muestran en la Tabla 3. En el primer caso la función discriminante separa bien las poblaciones, y tanto las combinaciones que presentan incidencias como las que no alcanzan porcentajes del 82% de casos correctamente clasificados. En el segundo caso el 65% de las unidades con incidencias aparece bien clasificado, mientras que las laderas sin incidencias están todas bien clasificadas. En este caso, el ajuste de la función resulta algo peor por la propia descompensación de las muestras, y el análisis corre el peligro de minusvalorar el riesgo.

Condición única	Clasificación			Unidades terreno	Clasificación		
Casos	Inestable	Estable	%	Casos	Inestable	Estable	%
Incidencia	217	47	82	Incidencia	200	107	65
No Incidencia	376	1740	82	No Incidencia	0	12040	100
Total	593	1787	82	Total	200	12147	99

Tabla 3. Clasificación de las unidades, con y sin incidencias, en el análisis discriminante.

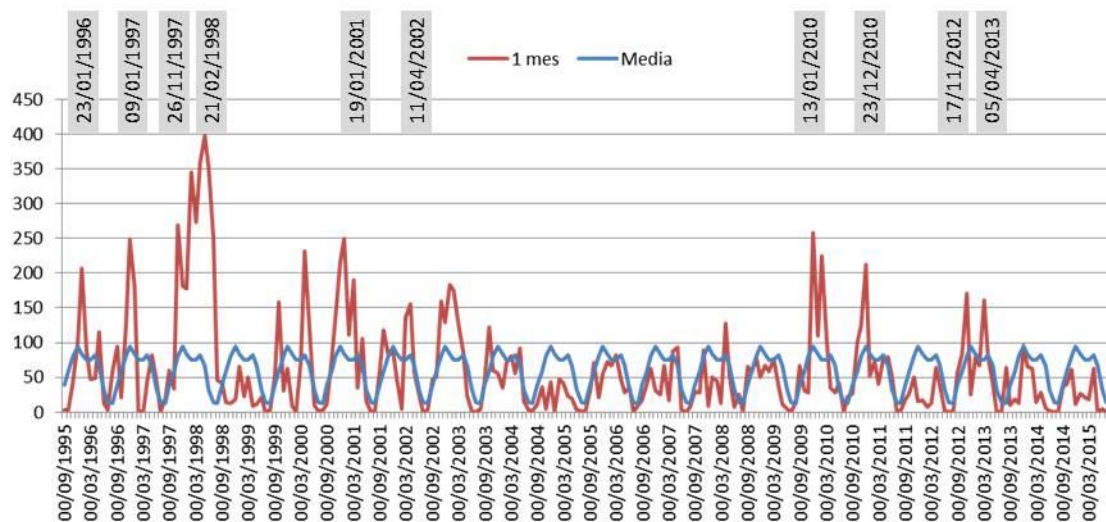


Figura 4. Mapa de susceptibilidad obtenido mediante el método de la matriz.

Finalmente, en lo que respecta al análisis de las precipitaciones como mecanismo desencadenante de la inestabilidad del terreno, se ha podido establecer de forma preliminar que las lluvias superiores a 300 mm en 1 mes (como las de enero de 2010) producen una inestabilización generalizada en la provincia, mientras que otras del orden

de 200 mm (noviembre de 2012 o marzo de 2013) tienen una menor incidencia, localizada en determinados sectores. Una vez establecidas de forma aproximada los umbrales de precipitación generales en la provincia, el análisis de las series históricas (Figura 4) desde el año 1990 ha permitido encontrar tres grandes eventos con lluvias acumuladas superiores a 300 mm en 1 mes en 1997, 1998 y 2010, mientras que hay otros 7 periodos superiores a 200 mm en 1996, 1997, 2001, 2002, 2010, 2012 y 2013. Así, de forma tentativa se proponen periodos de retorno de 2-5 años para los eventos de inestabilidad de menor intensidad y localizados, y de 10-15 años, para la inestabilidad general.

5. CONCLUSIONES

En este trabajo se plantea la elaboración de cartografía de riesgos, concretamente de susceptibilidad y peligrosidad, a partir de una base de datos de incidencias en las carreteras de la red varia de la provincia de Jaén. A pesar de lo limitado de la base de datos y de que las propias carreteras analizadas solo representan una pequeña proporción del área total provincial, se han obtenido unos mapas que reflejan de forma adecuada las condiciones en las que se producen las inestabilidades del terreno, probablemente por la buena calidad de la base de datos y por la representatividad de la red viaria, que refleja dichas condiciones en gran medida. Los distintos métodos aplicados ofrecen resultados similares, aunque el método de la matriz presenta zonas de alta susceptibilidad más dispersa, mientras que en el resto de los métodos están más concentradas y condicionadas por la litología. En el caso del análisis discriminante, tanto el resultante del análisis de condición única como de las unidades del terreno, la mayor parte de los casos aparecen bien clasificados.

En cuanto a la peligrosidad, hasta el momento se han podido estimar de forma preliminar los periodos de retorno de las inestabilidades, a partir de la base de datos y del análisis de las precipitaciones de los últimos 25 años. Así, se proponen periodos de retorno de 2-5 años para los eventos de inestabilidad de menor intensidad y localizados, y de 10-15 años, para la inestabilidad general que afecta al global de la provincia.

Agradecimientos: Este trabajo se ha financiado con el proyecto “Riesgos Asociados a las Infraestructuras Viarias de la Provincia de Jaén”, que se ha articulado a través de un Convenio entre la Universidad de Jaén y la Diputación Provincial de Jaén.

REFERENCIAS

- Ayala F. J., Corominas, J. (2003). Mapas de susceptibilidad a los movimientos de ladera con técnicas SIG. Publicaciones del IGME, Serie Medio Ambiente, 4, 191 p.
- Ayala F. J., Elizaga E., de González Vallejo L. I. (1987). Impacto económico y social de los riesgos geológicos en España. ITGE. Madrid, 134 p..
- Baeza C., Corominas J. (2001). Assessment of shallow landslide susceptibility by means of multivariate statistical techniques. *Earth Surface Processes and Landforms*, 26(12): 1251-1263.
- Brabb, E.E. (1984). Innovative approaches to landslide hazard and risk mapping. In: 4th International Symposium on Landslides, Toronto, Canada, vol. 1: 307-323.

- Carrara, A. (1983). Multivariate models for landslide hazard evaluation. *Journal of the International Association for Mathematical Geology*, 15, 3: 403–426.
- Chacón, J.; Irigaray, C.; Fernández, T.; El Hamdouni R. (2006). Engineering geology maps: landslides and Geographical Information Systems (GIS). *Bull Eng Geol Environ*, 65: 341–411.
- Chung, C.F.; Fabbri, A.G. (1993). The representation of geoscience information for data integration, *Nonrenewable Resources*, 2-2, 122–139.
- Corominas J., van Westen C., Frattini P., Cascini L., Malet J. P., Fotopoulou S., Catani F., Van Den Eeckhaut M., Mavrouli O., Agliardi F., Pitilakis K., Winter M. G., Pastor M., Ferlisi S., Tofani V., Hervás J., Smith J. T. (2014). Recommendations for the quantitative analysis of landslide risk. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73 (2): 209–263.
- DeGraff, J.V.; Romesburg, H.C. (1980). Regional landslide-susceptibility assessment for wildland management: a matrix approach. In: Coates DR, Vitek JD (eds) *Thresholds in geomorphology*, vol 19. Alien & Unwin, Boston, 401–414.
- Fell, R.; Corominas, J.; Bonnard, C.; Cascini, L.; Leroi, E.; Savage, W.Z. on behalf of the JTC-1 Joint Technical Committee on Landslides and Engineered Slopes (2008). Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land-use planning. *Engineering Geology*, 102: 85–98.
- Fernández, T.; Jiménez, J.; Delgado, J.; Cardenal, F.J.; Pérez, J.L.; El Hamdouni, R.; Irigaray, C.; Chacón, J. (2012). Methodology for Landslide Susceptibility and Hazard Mapping Using GIS and SDI. In *Intelligent Systems for Crisis Management, Lecture Notes in Geoinformation and Cartography*; Zlatanova, S., Peters, R., Dilo, A., Scholten, H. (Eds.), Springer, 185–198.
- Guzzetti, F.; Reichenbach, P.; Cardinali, M.; Galli, M.; Ardizzone, F. (2005). Probabilistic landslide hazard assessment at the basin scale. *Geomorphology*, 72(1–4): 272–299.
- Hungr, O.; Leroueil, S.; Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11: 167–194.
- Irigaray, C.; Fernández, T.; Chacón, J. (1996). Comparative analysis of methods for landslide susceptibility mapping. In: *Landslides*, J. Chacón, C. Irigaray, T. Fernández (Eds.), Balkema, Rotterdam, 373–384.
- Irigaray, C.; Fernández, T.; El Hamdouni, R.; Chacón, J. (1999). Verification of landslide susceptibility mapping. A case study. *Earth Surf Proc Land*, 24(6):537–544.
- Jaiswal, P.; van Westen, C.J.; Jetten, V. (2009). Quantitative assessment of direct and indirect landslide risk along transportation lines in southern India. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 10: 1253–1267.
- Palenzuela, J.A.; Jiménez-Perálvarez, J.D.; Chacón, J.; Irigaray, C. (2016). Assessing critical rainfall thresholds for landslide triggering by generating additional information from a reduced database: an approach with examples from the Betic Cordillera (Spain). *Natural Hazards*, 84: 185–212.
- Petley D. (2012). Global patterns of loss of life from landslides. *Geology. The Geological Society of America*. 40. 10: 927–930.
- Remondo, J.; Bonachea, J.; Cendrero, A. (2005). A statistical approach to landslide risk modelling at basin scale: from landslide susceptibility to quantitative risk assessment. *Landslides*, 2, 321–328.
- Schuster R. L. (1996). Socioeconomic significance of landslides. In Turner, A. K. and Schuster, R. L. (Eds.), *Landslides: Investigation and Mitigation*. Transportation Research Board. National Academy Press, WA (1995). Special Report 247, 12–13.
- Van Westen, C.J. (2000). The modelling of landslide hazards using GIS. *Surv Geophys* 21:241–255.
- Varnes D. J. (1978). Slope movement types and processes. In R.L.Schuster and R.J. Krizek (Eds.), *Landslides: Analysis and Control*. TRB, National Research Council. Washington D.C. Special Report 176, 11–33.
- Varnes D. J. (1984). Landslide Hazard Zonation: a Review of Principles and Practice. In Commission on Landslides of IAEG, UNESCO, Paris. *Natural Hazards*. vol. 3.

ANÁLISIS, EVALUACIÓN Y ZONIFICACIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD POR MOVIMIENTOS EN MASA EN LA VÍA ALOAG - SANTO DOMINGO (ECUADOR).

**Francisco J. TORRIJO*, Julio GARZÓN-ROCA*, Isidro CANTARINO*, Vicente
CAPA[†] y Alberto Boix[§]**

* Departamento de Ingeniería del Terreno
Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Valencia

[†] Departamento de Ingeniería de la Construcción
Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Valencia

[§] Facultad de Arquitectura y Urbanismo
Universidad Tecnológica Equinoccial (Ecuador)

RESUMEN

Este trabajo constituye un resumen del estudio de análisis, evaluación y zonificación de la susceptibilidad por movimientos en masa, de tipo regional, en la zona de Vía Aloag - Santo Domingo Km. 11+500 hasta Km. 77+000 (Ecuador). El objetivo del trabajo ha sido elaborar el Mapa de zonificación de la susceptibilidad y peligros/amenazas por movimientos en masa, a escala 1:10.000 de dicha vía.

El alcance del estudio se centró fundamentalmente en los problemas geotécnicos asociados a taludes y barrancos (quebradas). Como punto de partida hay que comentar que los problemas derivados de la interacción entre el medio geológico y las infraestructuras viarias hacen necesario el planteamiento de actuaciones adecuadas para conseguir un equilibrio entre las condiciones naturales y el funcionamiento de la red de carreteras, incorporando los métodos de prevención y evaluación del riesgo inherente a la implantación de infraestructuras en un territorio tan complicado, desde el punto de vista geotécnico, como es el que cruza la carretera de Aloag a Santo Domingo. Para ello ha sido necesario efectuar un estudio en el que se valore comparativamente, a nivel de riesgo, las distintas inestabilidades detectadas mediante criterios homogéneos, de tal forma que se objetive los niveles de riesgo en cada punto de una forma integrada y uniforme. Ello ha permitido definir finalmente una priorización de las actuaciones de estabilización en función de la gravedad del nivel de riesgo.

1. INTRODUCCIÓN

Este artículo constituye un resumen del estudio de análisis, evaluación y zonificación de la susceptibilidad por movimientos en masa, de tipo regional, en la zona de VÍA ALOAG SANTO DOMINGO KM 11+500 HASTA KM 77+000 de Ecuador.

El alcance del estudio se centró fundamentalmente en los problemas geotécnicos asociados a taludes y quebradas (barrancos). Así, los problemas derivados de la interacción entre el medio geológico y las infraestructuras viarias hicieron necesario el planteamiento de actuaciones adecuadas para conseguir un equilibrio entre las condiciones naturales y el funcionamiento de la red de carreteras, incorporando los métodos de prevención y evaluación del riesgo inherente a la implantación de infraestructuras en un territorio tan complicado, desde el punto de vista geotécnico, como es el que cruza la carretera de Aloag a Santo Domingo.

Para ello fue necesario efectuar un estudio en el que se valoró comparativamente, a nivel de riesgo, las distintas inestabilidades detectadas mediante criterios homogéneos, de tal forma que se objetivó los niveles de riesgo en cada punto de una forma integrada y uniforme. Ello permitió definir finalmente una priorización de las actuaciones de estabilización en función de la gravedad del nivel de riesgo.

Se realizaron ensayos metodológicos, basados en análisis de tipo heurístico y estadístico, tales como los métodos de Brabb, Mora-Vahrson, Ponderación de Parámetros y Estadístico Univariado. De acuerdo a la experiencia local y en parte determinados por el propio método de análisis se escogieron los siguientes parámetros para el análisis y evaluación: litología, pendiente del terreno, geomorfología, precipitaciones, sismicidad, uso del suelo y cobertura vegetal.

El análisis comparativo de los resultados considerando un indicador de susceptibilidad relativa permitió escoger el mapa de susceptibilidad a movimientos en masa elaborado con el método de Ponderación de Parámetros, y con los factores litología, pendiente, geomorfología, uso del suelo y cobertura vegetal, como el más adecuado para representar en cinco clases la susceptibilidad de la zona de estudio. Además se llevó a cabo un somero análisis geotécnico para detectar zonas con mayor susceptibilidad al deslizamiento y se recomendaron una serie de medidas de remediación.

Con todo ello, el trabajo permitió elaborar un Mapa de zonificación de la susceptibilidad y peligros/amenazas por movimientos en masa, a escala 1:10.000 (nivel regional), para su utilización en planificación territorial regional y gestión del riesgo geológico.

2. METODOLOGÍA UTILIZADA

2.1. INVENTARIO DE MOVIMIENTOS DE MASA

La preparación de un inventario de movimientos en masa es una parte esencial para la zonificación. Este inventario comprende la localización, clasificación, volumen, distancia de recorrido, estado de actividad y fecha de ocurrencia (JTC-1, 2008). Para otros autores (PMA: GCA, 2007) el inventario de Fenómenos de Remoción en Masa (FRM) es el segundo elemento más importante en la cartografía de susceptibilidad por movimientos en masa. Este inventario debe compilarse combinando el análisis multitemporal de fotografías aéreas, trabajo de campo y entrevistas a testigos. En general se recomienda representar por polígonos aquellos sitios con movimientos en masa que sean mayores a 5 mm en la escala del mapa, o en caso contrario por puntos. En el mapa se deben incluir las referencias de la base de datos de información relevante, tipos de movimientos en masa, tiempo de ocurrencia, área, espesor promedio, volumen, material y otros parámetros, recogidos en un formato para captura de información (PMA: GCA, 2007).

En este trabajo el método utilizado para elaborar el inventario y la caracterización de los movimientos en masa consistió en combinar la fotointerpretación de fotos aéreas y la comprobación de campo. De esta forma se identificaron los FRM y sus características mediante fotointerpretación, luego se confirmaron y se describieron en el campo y posteriormente se volvió a emplear fotointerpretación para obtener una forma final de entrada en el mapa de inventario y en la base de datos. Dado que se representaron por polígonos los sitios de movimientos en masa que eran de aproximadamente 5 mm a la escala del mapa, esto es, a la escala 1: 10.000, dichas áreas suponían una dimensión en el terreno de aproximadamente 50 m. Además se utilizó el software Global Mapper v.12 para procesar y trabajar con la base de ortofotos en las cuales se podía visualizar de mejor manera deslizamiento, así como rasgos estructurales de deslizamientos las cuales no eran visibles a simple vista.

Así pues, de una forma más detallada, las actividades desarrolladas fueron las siguientes:

- Utilización de fotos aéreas multitemporales (fotointerpretación), trabajo de campo y entrevistas a los moradores del área de estudio. Se utilizaron dos grupos de fotos aéreas de la zona de estudio, correspondientes a diferentes períodos de captura. Así se utilizaron fotografías aéreas, escala aproximada 1:60.000, del año 1963 y fotografías aéreas, escala aproximada 1:30.000, del año 2005, en formato digital, que cubren el 100% del área de estudio. Estas se interpretaron con estereoscopio de espejo, lo que permitió identificar los FRM, procesos de erosión y rasgos morfológicos de los FRM (escarpe y cuerpo del deslizamiento).
- Elaboración y utilización de un formato para captura de la información y elaboración de una base de datos.

- Análisis de la información y elaboración del mapa inventario de FRM.
- Señalización de los rasgos estructurales de los deslizamientos en el software Global Mapper v.12, obteniéndose las fichas de ubicación en 3D.

Para la descripción y ubicación de los deslizamientos se realizaron fichas descriptivas tanto para suelos como para caída de bloques y su ubicación se digitalizó en el software ArcGis. Antes de la utilización de las fotografías aéreas se realizó una identificación preliminar de los movimientos en masa a través de la interpretación de las curvas de nivel expuestas en las hojas topográficas utilizadas. Esta actividad permitió identificar de manera preliminar varias zonas inestables, que en algunos casos fueron confirmadas en la fotointerpretación.

El trabajo de campo fue realizado en dos etapas, en los meses de julio y agosto del 2014. Esta actividad consistió en la observación en el terreno de las características morfológicas, morfométricas, litológicas, hidrogeológicas y de cobertura vegetal, que permiten identificar principalmente el tipo y el estado de actividad, con la ayuda de un formato elaborado para la captura de información. Durante esta actividad se realizó también algunas entrevistas a los moradores de la zona de estudio, especialmente para conocer la fecha de ocurrencia del movimiento y sus impactos. Sin embargo, la fecha de ocurrencia es un elemento muy difícil de estimar a través de estas consultas. El formato para el registro de la información del trabajo de campo fue elaborado considerando el alcance del estudio, las características de los movimientos en masa y algunos campos propuestos en el modelo presentado por el PMA: GCA (2007). En el formato, además de los campos que permiten tener información numérica y/o descriptiva se tiene un espacio para el dibujo de esquemas y/o fotos. El dibujo de esquemas durante el trabajo de campo es muy recomendable para obtener una visión tridimensional del fenómeno, reflexionar sobre el mecanismo de movimiento y las causas y vislumbrar posible medidas de control y estudios posteriores, si fueren necesarios.

2.2. METODOLOGÍAS UTILIZADAS

Para el nivel de zonificación preliminar y del tipo correspondiente a susceptibilidad, el inventario de los movimientos en masa ocurridos, así como, la caracterización de los deslizamientos potenciales, deben corresponder a un nivel de estudio básico, tanto en el caso de zonificaciones cualitativas o cuantitativas.

De esta forma, las metodologías de análisis propuestas en este estudio han tomado en consideración las actividades del nivel de estudios Básicos, tanto para la elaboración del Mapa de inventario de movimientos en masa, como para el análisis de la susceptibilidad, recomendadas por el Comité Técnico Conjunto sobre Deslizamientos de Tierra (JTC-1, 2008).

Por otra parte, de acuerdo a la metodología propuesta por JTC-1 (2008) para la zonificación de la susceptibilidad y amenaza por movimientos en masa, se observa que ésta engloba los

métodos de análisis y evaluación de susceptibilidad y amenaza por movimientos en masa de tipo inventario, heurístico, estadístico y determinístico, definidos por “Geociencias para las Comunidades Andinas” (PMA: GCA (2007)).

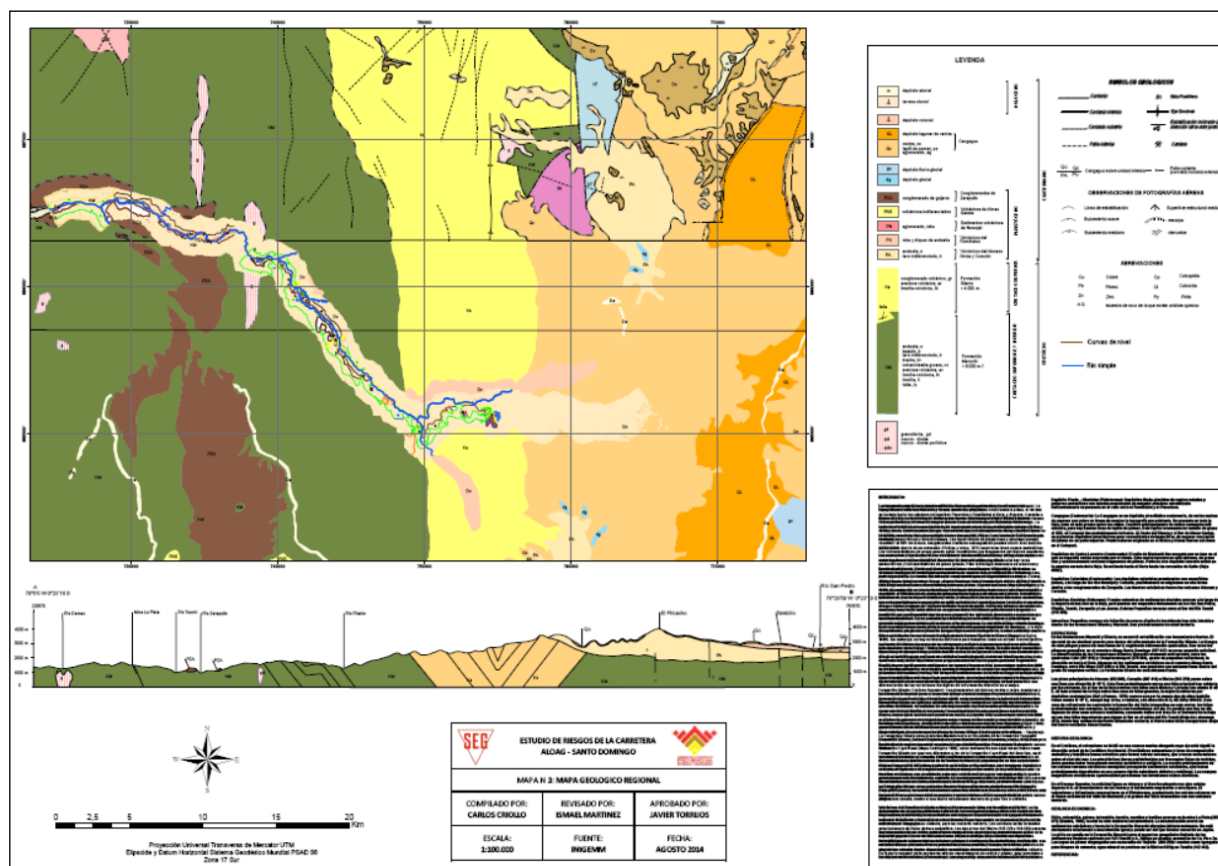
Considerando lo expuesto, y que el Inventario de Movimientos en masa, puede ser utilizado tanto para el análisis de la susceptibilidad como para la calibración y validación de los resultados y la recomendación del uso de múltiples métodos en paralelo, de ambos tipos, tanto teóricos como empíricos (PMA: GCA, 2007), se observa que los ensayos metodológicos propuestos para este trabajo corresponden al ámbito de zonificación regional de la susceptibilidad, con excepción del Método Estadístico Univariado que corresponde al ámbito intermedio para el análisis de la amenaza, del cual se toma la parte correspondiente al análisis de la susceptibilidad. La propuesta engloba métodos heurísticos y teóricos, para ser desarrollados en paralelo y buscar los resultados más adecuados de la susceptibilidad por movimientos en masa. Las características de los métodos de análisis propuestos se describen a continuación:

- Brabb, en Varnes (1984), es un método conocido de zonificación regional o macrozonificación de la susceptibilidad que utiliza un inventario de los movimientos en masa para el análisis. El método utiliza también los dos factores al parecer más influyentes en la evaluación: la litología y la pendiente.
- Ponderación de parámetros o Combinación de mapas cualitativos (PMA: GCA, 2007), es un método heurístico o empírico, comúnmente utilizado para el ámbito de zonificación regional. En este método se escogen los factores de análisis.
- Mora y Varhson (TC4, 1994), es un método de macrozonificación de la susceptibilidad, que utiliza un algoritmo con factores pasivos (susceptibilidad) y factores de disparo (activos), de los movimientos en masa. El algoritmo está diseñado para utilizar la sismicidad como el factor más importante en la evaluación, y también la influencia de las lluvias.
- Estadístico univariado (o bivariado) (INGEOMINAS, 2001), es un método teórico, semianalítico, que utiliza para el análisis de la susceptibilidad el mapa inventario de movimientos en masa y los factores relevantes en la zona de estudio. El método es comúnmente utilizado para zonificación intermedia.

2.3. LOS FACTORES DE ANÁLISIS

Los factores, parámetros o variables utilizados para el análisis de la susceptibilidad y amenaza por movimientos en masa pueden ser múltiples y caracterizados de varias formas. En algunos casos son clasificados como factores pasivos y activos (Mora y Vahrson, 1994) y en otros como factores geológicos y detonantes (PMA: GCA, 2007). Estos factores pueden ser geológicos (unidades litológicas, materiales superficiales, tipo de suelo, etc.),

Los factores son generalmente escogidos por expertos familiarizados con el área de estudio, de acuerdo a su experiencia y la disponibilidad de información, en otros casos están determinados en el algoritmo de los métodos de análisis, como en el método de Mora y Vahrson (1993; 1994a,b). En el Ecuador los factores detonantes más importantes parecen ser: las lluvias, los sismos, la deforestación, cortes o excavaciones de laderas y cambio en el uso del suelo y los factores intrínsecos más comunes son: la litología, tipo de suelo, estructuras geológicas desfavorables, ángulo y forma de la pendiente (Plaza, 1996).



Por estas razones, en este trabajo se escogieron y detallaron los siguientes factores: litología, pendiente, geomorfología, cobertura vegetal y uso del suelo, humedad del terreno, precipitación y sismicidad, que son caracterizados de acuerdo a lo propuesto por los métodos de análisis y/o a la disponibilidad de información. En la Figura 1 se muestra a modo de

ejemplo el mapa geológico y en la Figura 2 el mapa de zonificación de precipitaciones obtenido y utilizado para este estudio.

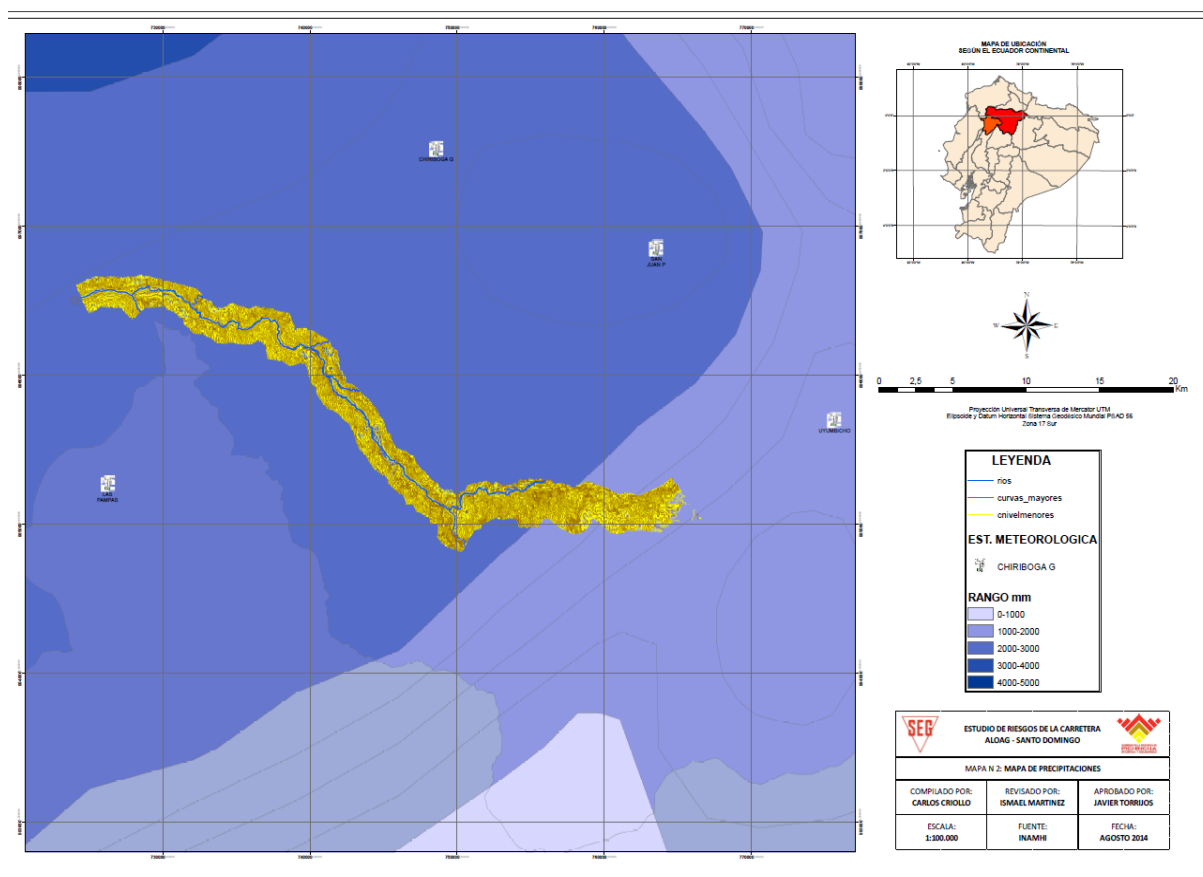


Figura 2. Mapa de zonificación de precipitaciones obtenido para la zona de estudio.

3. ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD POR MOVIMIENTOS EN MASA

A la hora de elaborar el mapa definitivo de susceptibilidad se utilizaron todos los métodos expuestos anteriormente, compilando las ponderaciones en el software ArcGis. Así se ha obtenido el modelo de amenaza para deslizamientos aplicado a la zona de estudio, el cual presenta cinco niveles o rangos: muy alto, alto, medio, bajo y muy bajo.

El factor relieve relativo fue determinado a partir de un modelo digital del terreno, agrupado en seis clases a través de una distribución normal, valoradas de 0 a 5. El factor sismicidad se representó por la intensidad sísmica de cinco en la escala de Mercalli Modificada, determinada a partir de un Mapa de Intensidades Sísmicas.

No	COORDENADAS		ABS	DESPLAZAMIENTO	RIESGO	TIPO DE DESPLAZAMIENTO (VARNES, 1978)
	Y	X				
1	9951400	759852	20+220	Dz 1	MEDIO A ALTO	CAIDA DE DETRITOS
2	9951082	758404	21+840	Dz 2	MUY ALTO	CAIDA DE ROCA Y FLUJO DE DETRITOS
3	9951041	757967	23+100	Dz 3	MUY ALTO	CAIDA DE ROCA
4	9950625	757619	24+400	Dz 4	MUY ALTO	FLUJO DE DETRITOS
5	9950813	757631	24+800	Dz 5	MUY ALTO	ROTACIONAL Y FLUJO DE DETRITOS
6	9951273	757516	25+100	Dz 6	MUY ALTO	CAIDA DE DETRITOS
7	9951490	757171	25+404	ORTOFOTO	MUY ALTO	
8	9951331	757283	25+410	Dz 7	MUY ALTO	REPTACIÓN
9	9951475	756673	26+482	Dz 8	MUY ALTO	CAIDA DE ROCA
10	9951406	756476	26+873	ORTOFOTO	MUY ALTO	
11	9951696	755896	27+753	ORTOFOTO	MUY ALTO A ALTO	
12	9951846	755517	28+400	Dz 9	MUY ALTO	FLUJO DE ROCA
13	9951130	755001	30+000	Dz 10	ALTA	
15	9950785	754474	30+800	ORTOFOTO	ALTO A MUY ALTO	
14	9951563	754279	31+730	Dz 11	MUY ALTO	FLUJO DE DETRITOS Y REPTACIÓN
16	9951431	754078	31+910	Dz 12	MUY ALTO	FLUJO DE DETRITOS
17	9951535	752485	34+150	Dz 13	MUY ALTO	CAIDA DE ROCA
18	9951771	751967	34 + 150	Dz 14	MUY ALTO	TRASLACIONAL DE ROCA
19	9951671	752227	34+210	Dz 15	ALTA	TRASLACIONAL DE ROCA
20	9951766	751551	35+000	Dz 16	ALTA	CAIDA DE DETRITOS
21	9951201	751099	35+560	ORTOFOTO	ALTO A MUY ALTO	
22	9950331	750650	36+800	ORTOFOTO	MEDIO A MUY ALTO	
23	9949977	750142	37+540	ORTOFOTO	MUY ALTO	
24	9950153	749760	38+420	Dz 17	MUY ALTO	FLUJO DE SUELO
25	9950153	749760	38+450	Dz 18	MUY ALTO	FLUJO DE SUELO Y REPTACIÓN
26	9950317	749761	39+700	Dz 19	MUY ALTA A ALTA	REPTACIÓN Y FLUJO DE SUELO
27	9950724	749410	40 + 420	Dz 20	MUY ALTA A ALTA	CAIDA DE DETRITOS Y ROCA
28	9951352	748517	41+000	ORTOFOTO	MUY ALTO	
30	9951472	748382	41+740	Dz 21	ALTA	REPTACION Y CAIDA DE SUELO
29	9951857	747268	43+400	ORTOFOTO	ALTO A MEDIA	
31	9952833	746946	43+830	Dz 22	ALTA	CAIDA DE DETRITO Y REPTACIÓN
32	9953184	746322	44+000	ORTOFOTO	ALTA A MUY ALTA	
33	9953184	746322	44+580	Dz 23	MEDIA A MUY ALTA	FLUJO DE DETRITOS Y REPTACIÓN
34	9953850	746171	45+295	Dz 24	MUY ALTA	CAIDA DE ROCA Y REPTACIÓN
35	9953782	745224	46+100	ORTOFOTO	MUY ALTA	
36	9954668	744977	47+360	ORTOFOTO	MUY ALTA	
37	9954748	744382	47+950	ORTOFOTO	MUY ALTA	
38	9955970	744232	48+820	ORTOFOTO	MUY ALTA	
39	9955735	744115	48+960	Dz 25	MEDIA A MUY ALTA	REPTACIÓN Y CAIDA DE SUELO
40	9956782	743769	50+220	ORTOFOTO	ALTA A MUY ALTA	
41	9957666	743138	51+370	Dz 26	MUY ALTA	REPTACIÓN Y CAIDA DE ROCA
42	9958268	742549	52+230	ORTOFOTO	ALTA A MUY ALTA	
43	9959812	741195	54+440	ORTOFOTO	MUY ALTA	
44	9960038	740902	54+940	Dz 28	MUY ALTA A ALTA	CAIDA DE DETRITOS
45	9961145	740628	56+180	Dz 29	MUY ALTA	REPTACIÓN Y FLUJO DE SUELO
46	9961145	740628	56+620	ORTOFOTO	MUY ALTA	
47	9961835	739700	57+380	Dz 30	MUY ALTA A ALTA	CAIDA DE ROCA
48	9961736	738940	58+290	Dz 31	MUY ALTA	REPTACIÓN Y FLUJO DE SUELO
49	9963000	737607	60+150	ORTOFOTO	MUY ALTA A ALTA	
50	9963198	737588	60+230	ORTOFOTO	MUY ALTA A ALTA	
51	9963308	737597	60+510	ORTOFOTO	MUY ALTA A ALTA	
52	9963492	737358	61+000	ORTOFOTO	MUY ALTA	
53	9963594	737197	61+420	ORTOFOTO	MUY ALTA	
54	9963607	737054	61+600	ORTOFOTO	MUY ALTA A ALTA	
55	9963500	736757	61+920	ORTOFOTO	MUY ALTA	
56	9963043	735953	62+825	ORTOFOTO	MUY ALTO	
57	9962987	735846	62+952	ORTOFOTO	MUY ALTO A ALTO	
58	9962953	735810	63+000	ORTOFOTO	MUY ALTO A ALTO	
59	9963111	735132	63+685	Dz 32	MUY ALTA A ALTA	FLUJO DE DETRITOS
60	9963502	734747	64+329	ORTOFOTO	MEDIA A ALTA	
61	9963397	736694	65+450	Dz 34	MUY ALTO	ROTACIONAL Y REPTACION
62	9963415	733544	65+700	ORTOFOTO	MUY ALTA	

Tabla 1. Riesgo de deslizamiento y tipología del mismo, ordenado por abscisas.

Se escogieron los resultados de los métodos de Factores Ponderados y Mora y Vahrson, con los factores litología, pendiente, geomorfología, uso del suelo y cobertura vegetal, como los más adecuado para representar en cinco clases la susceptibilidad de la zona de estudio. El resultado se expone en el Mapa de susceptibilidad representando los movimientos en masa y la susceptibilidad o amenaza relativa con cinco (5) clases obtenidas a través de una distribución geométrica de los valores (Figura 3). En el mapa se observa que las clases altas y muy altas ocupan la mayor superficie del área de estudio. Además en la Tabla 1 se reflejan los riesgos detectados ordenados por abcisas.

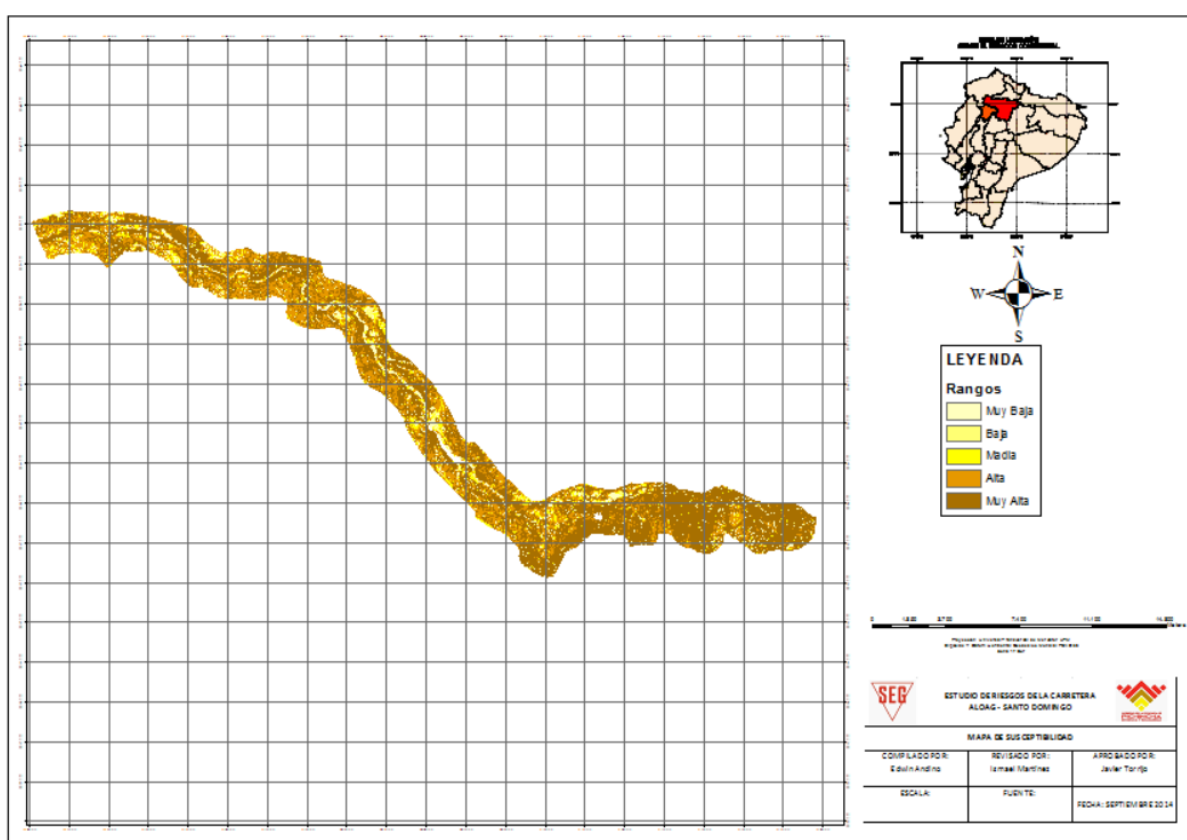


Figura 3. Mapa de susceptibilidad obtenido para la zona de estudio.

En función de los resultados obtenidos se realizó un somero análisis geotécnico sobre los taludes más inestables. Sobre estos se debería actuar de manera inmediata para evitar futuros movimientos en masa. Se hicieron una serie recomendaciones preliminares de diseño, que deberán confirmarse con un estudio detallado para los diseños definitivos. De este estudio se obtenido las siguientes conclusiones:

- Los taludes estudiados, obtenidos a partir del estudio de susceptibilidad realizado, se

encuentran en proceso de meteorización por efectos del clima y cursos de agua que requieren medidas urgentes de control.

- En la parte superior de los taludes de la vía actual se recomienda evitar la saturación mejorando el drenaje natural con cunetas revestidas direccionadas a alcantarillas y cursos de agua que no afecten la estabilidad de los taludes.
- En la parte superior de los taludes conformados por suelos sueltos o coluviales se requiere terráceo y protección con cunetas o bermas para la caída de bloques.
- En los sitios donde se presenten bloques sueltos o por desprenderse se recomienda construir mallas de protección para prevenir que los mismos caigan a la vía.
- Se recomienda utilizar medidas de autosustentación, por ejemplo hormigón gunitado, anclajes o inyecciones, en función de las características que se presenten en la etapa de diseño definitivo.
- En las quebradas o taludes donde se han detectado materiales sueltos se recomienda su evacuación como primera medida antes de la época de lluvias. Con esto se evitaría procesos catastróficos posteriores asociados a flujo de derrubios (debris flow) y/o flujos de lodo (mud flow).
- Cabe recalcar que dado que no se conoce los niveles de flujo de agua superficial y subterránea existentes, el análisis de estabilidad de taludes se realizó bajo condiciones secas, es decir sin considerar la presencia de agua superficial y subterránea, condiciones que pueden influenciar significativamente en la susceptibilidad de falla de cada sitio.

Finalmente, señalar que también se realizó un inventario de los puntos donde los ríos Toachi y Pilatón han producido erosión en las márgenes de sus cauces dañando las infraestructuras existentes, y sobre los que se debería también actuar.

4. CONCLUSIONES

- Este trabajo ha consistido en una zonificación de la susceptibilidad por movimientos en masa, que se utiliza generalmente para propósito de información y recomendaciones generales, para desarrollo regional. Para este ámbito el nivel de zonificación corresponde a uno preliminar con una profundidad de estudios de tipo básico. La evaluación puede ser cualitativa o cuantitativa con análisis de tipo inventario (análisis de distribución, densidad, actividad) y heurístico (geomorfológico, ponderación de parámetros), con escalas de mapeo a escala 1:10.000.

- El mapa Inventario de Movimientos en Masa es necesario e importante para el estudio de zonificación de la susceptibilidad y/o amenaza. Se utilizó para el análisis de la susceptibilidad el método de Brabb y el Estadístico, y para la validación y calibración de resultados del método de Factores Ponderados y Mora y Vahrson y su modificación. El análisis y evaluación con los métodos utilizados representa la susceptibilidad para los movimientos en masa representados a la escala 1:10.000, que pueden tener origen y características diferentes a otros muy pequeños presentes en el área.
- El análisis se realizó también sin diferenciar los tipos de movimientos, considerando que los deslizamientos representan la mayoría de los movimientos en masa cartografiados en el área (98%) y por lo tanto son los más representativos tanto para la planificación y ordenamiento territorial como para la gestión del riesgo, a escala regional. No fue posible ensayar un análisis y evaluación de la amenaza durante este trabajo, pero si una evaluación de la susceptibilidad, debido a que es difícil determinar la fecha de ocurrencia, frecuencia o período de retorno de los movimientos en masa, así como su velocidad y recorrido o desplazamiento, con la información obtenida.
- La identificación, cartografía y análisis del movimiento en masa durante el trabajo de campo es muy importante para el inventario y para obtener una visión tridimensional del fenómeno, su mecanismo de movimiento y causas, y diseñar posible medidas de control y estudios posteriores, si es el caso. En el área de estudio se han identificado numerosos FRM, que pueden ser representados como polígonos a la escala 1:10.000.
- Existen varias zonas inestables activas y de gran volumen en el área, que representarían un riesgo importante para la población, tales como Unión del Toachi y Alluriquin, y en menor medida Tandapi.
- Las unidades geomorfológicas del área de estudio (carretera Aloag – Santo Domingo, entre los PK's 11+500 y 77+000, Ecuador) han sido clasificadas en más de un 70% como de alta susceptibilidad. Estas unidades se agrupan en zonas y no, realmente, como quebradas o taludes aislados.
- La inclinación de la pendiente más favorable para la ocurrencia del tipo de movimientos en masa identificado en el área, corresponde a ángulos entre 20 a 35 grados.
- Los factores escogidos para el análisis y evaluación de la susceptibilidad (litología, pendiente, geomorfología, cobertura vegetal y uso del suelo, humedad del terreno, precipitación, y sismicidad) son caracterizados de acuerdo a lo propuesto por los métodos de análisis y/o a la disponibilidad de información. Sin embargo algunos, (geología, geomorfología) actualmente no son fáciles de obtener a la escala de este

trabajo y otros (sismicidad, humedad y precipitaciones) en la zona no tienen una buena densidad de información.

- El análisis comparativo de los ensayos metodológicos se realizó considerando un indicador de susceptibilidad relativa, cuyo objetivo es incluir el mayor número de movimientos en masa en las clases altas de susceptibilidad, tratando al mismo tiempo de alcanzar el mínimo de superficie para estas clases. Con este criterio se comparo los resultados de los ensayos con los métodos de: Brabb, Ponderación de parámetros con 4 y 6 factores, Mora y Vahrson, Mora-Vahrson-Mora y Estadístico univariado.
- Se escogieron los resultados de los métodos de Factores Ponderados y Mora y Vahrson, con los factores litología, pendiente, geomorfología, uso del suelo y cobertura vegetal, como los más adecuado para representar en cinco clases la susceptibilidad de la zona de estudio. En función de los resultados obtenidos en la cartografía de susceptibilidad, se realizó un somero análisis geotécnico sobre los taludes más inestables, sobre los que se debería actuar de manera inmediata para evitar futuros movimientos en masa.

REFERENCIAS

- INGEOMINAS, 2001. *Evaluación del Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa, Guía Metodológica*. Primera Edición, Bogotá, 166 pp.
- JTC-1. Joint Technical Committee on Landslides and Engineered Slope, 2008. Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for use planning. *Engineering Geology*, 102: 83-84.
- Mora, S. and Vahrson, W.G., 1993. *Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazard*. The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering. Tokyo, Japan, pp 56-60.
- Mora, S. and Vahrson, W.G., 1994a. Macrozonation Methodology for Landslide Hazard Determination. *Association of Engineering Geologists Bulletin*, 31 (1): 49-58.
- Mora, S. and Vahrson, W.G., 1994b. Macrozonation Methodology for Landslide Hazard Determination. *I Simposio Panamericano de Deslizamientos de Tierra*. Sociedad Ecuatoriana de Mecánica de Suelos y Rocas. Guayaquil – Ecuador. pp. 406 – 431.
- Plaza, G., 1996. La amenaza y vulnerabilidad por deslizamientos en la región andina del Ecuador. 7° *Congreso Ecuatoriano de Geología, Minas, Petróleos y Medio Ambiente*. CIGMYP, Quito – Ecuador. Tomo II, pp. 513 – 526.
- Proyecto Multinacional Andino, PMA: GCA, 2007. Movimientos en Masa en la Región Andina, una Guía para la Evaluación de Amenazas. Ingemmet, 432 pp.
- Technical Comitee for Earthquake Geotechnical Engineering, TC- 4, ISSMFE, 1993. *Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazard*. The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering. Tokyo, Japan, 149 pp.
- Varnes, D., 1984. *Landslide Hazard Zonation: A review of principles and practice*, UNESCO, 63 pp.

ESTUDIOS DE LA SUSCEPTIBILIDAD ASOCIADA A PROCESOS DE INESTABILIDAD DE LADERA EN EL CONTEXTO DE LA INICIATIVA DE CIUDADES EMERGENTES Y SOSTENIBLES (BID) - CASOS DE XALAPA, TEGUCIGALPA Y CUZCO

Joaquín Pérez-Romero*, Ginés Suárez Vázquez **, Jorge Rojo Gómez* y María Álvarez Mingorance ******

* WHITEARTH - International Geotechnics for Sustainable Engineering SL / Universidad de Málaga

** Banco Interamericano de Desarrollo (BID)

*** Instituto de Hidráulica Ambiental, Universidad de Cantabria

**** GRUPO IDOM

RESUMEN

En esta comunicación se presentan los trabajos que han sido realizados en tres ciudades de Latinoamérica -Xalapa, Tegucigalpa y Cuzco- con el objetivo de describir la distribución geográfica de la susceptibilidad ante procesos de inestabilidad de ladera. Dichos estudios se llevaron a cabo en el contexto de la Iniciativa Ciudades Emergentes y Sostenibles (ICES) -financiada por el Banco Interamericano de Desarrollo- la cual ha sido desarrollada hasta la fecha en más de setenta ciudades latinoamericanas y del Caribe.

Para estudiar la distribución geográfica de la susceptibilidad frente a deslizamientos se emplea un análisis bivalente el cual, teniendo presentes los factores causales identificados en cada caso, compara el inventario de deslizamientos, realizado específicamente para cada estudio, con otra información de diversa índole, como pueden ser las unidades geológicas, las pendientes del terreno, la proximidad a fallas o ríos, etc. El proceso se realiza empleando un sistema de información geográfica y el producto más importante consiste en un mapa de susceptibilidad frente a procesos de inestabilidad de ladera.

En el presente documento se señalan los aspectos comunes en los estudios de las tres ciudades mencionadas, así como las singularidades que se han encontrado en cada caso. Finalmente se presentan las conclusiones alcanzadas, con especial atención a la utilidad con que cuentan este tipo de estudios de cara a un desarrollo urbano sostenible.

1. INTRODUCCIÓN

La Iniciativa de Ciudades Emergentes y Sostenibles (ICES), financiada por el Banco Interamericano de Desarrollo (BID), es un programa de asistencia técnica no-reembolsable que provee apoyo directo a los gobiernos centrales y locales en el desarrollo y ejecución de planes de sostenibilidad urbana. CES emplea un enfoque integral e interdisciplinario para identificar, organizar y priorizar intervenciones urbanas para hacer frente a los principales obstáculos que impiden el crecimiento sostenible de las ciudades emergentes de América Latina y el Caribe. Este enfoque transversal se basa en tres pilares: (i) sostenibilidad medioambiental y de cambio climático; (ii) sostenibilidad urbana y; (iii) sostenibilidad fiscal y gobernabilidad. Dentro del primer pilar se enmarcan los estudios de riesgos naturales y es en ese entorno donde se han realizado los análisis de distribución geográfica de la susceptibilidad frente a procesos de inestabilidad de ladera que se describen en esta comunicación. Las primeras ciudades de CES fueron estudiadas en el año 2011 y en la actualidad se han iniciado o completado los estudios en un total de 77 ciudades de Latinoamérica y el Caribe. En el presente caso Xalapa (Veracruz, México) fue analizada en el año 2013, Tegucigalpa (concretamente el Distrito Central, Honduras) se acometió en el año 2014 y finalmente la ciudad del Cuzco (o el Cusco, según se denomina localmente en Perú en base a su nombre original en quechua ‘*Qosco*’) fue abordada en 2015.

Los estudios de riesgos se enmarcan en el conjunto de estudios base, los cuales a su vez forman parte del análisis y diagnóstico que se realiza en cada una de las ciudades. Finalizado dicho diagnóstico se establecen una serie de prioridades y se formula un plan de acción que permite su desarrollo posterior mediante la pre-inversión y monitoreo.

En este trabajo se recogen los trabajos realizados en las tres ciudades mencionadas en lo relativo a la distribución geográfica de la susceptibilidad frente a procesos de inestabilidad de ladera. Aunque no se recoge en el presente documento el análisis de la susceptibilidad fue completado con el estudio de la vulnerabilidad y de impacto potencial, de tal modo que fue posible finalmente establecer el riesgo asociado a los procesos de inestabilidad de ladera.

2. METODOLOGÍA Y RESULTADOS

La metodología empleada para el estudio de la susceptibilidad consiste básicamente en un análisis geográfico de la distribución de la amenaza, de tal modo que pueda discernirse en qué medida unas zonas se encuentran sometidas a un determinado nivel de susceptibilidad. De este modo el producto más sustancial de los estudios realizados consiste en un mapa de susceptibilidad el cual ha sido elaborado para cada una de las ciudades.

Para la elaboración de estos mapas se utilizó un sistema de información geográfica (GIS) que fue implementado sobre un modelo digital del terreno (DTM). Una vez que el DTM está disponible se procedió a la elaboración de un inventario de procesos de inestabilidad

de laderas y a la identificación de sus factores causales, diferenciándose entre aquellos de carácter preparatorio y los que tienen el carácter de desencadenantes (Popescu 2002). Para llevar a cabo esta tarea se realiza en primer lugar un estudio en gabinete de todos los antecedentes disponibles, pero resultó especialmente determinante llevar a cabo un reconocimiento geotécnico in situ, el cual permitió realizar consultas a los agentes locales y visitar las zonas de mayor interés para el estudio.

Tras la obtención del inventario e identificación de los factores causales se procedió a implementar un método que pone en valor la localización geográfica del proceso de inestabilidad, concretamente el análisis bivalente desarrollado por Yin y Yan (1988) y popularizado por Van Westen (2000) el cual consiste, básicamente, en almacenar primero en el GIS, y a modo de capas, toda la información geográfica disponible: pendientes, geología, proximidad a cauces de ríos, usos del suelo, proximidad a contactos litológicos y mecánicos, etc. Esta información se cruza mediante un algoritmo con el inventario de procesos de inestabilidad de ladera, lo cual permite finalmente obtener un valor de susceptibilidad en cada punto geográfico (ver **Figura 1**). Para facilitar su interpretación y empleo, la distribución geográfica del valor de susceptibilidad ha sido representada en un mapa semafórico en el que se han establecido tres niveles de susceptibilidad: baja, media o alta. Los valores considerados para segregar esos tres niveles han sido marcados mediante puntos en las gráficas incluidas en la figura siguiente.

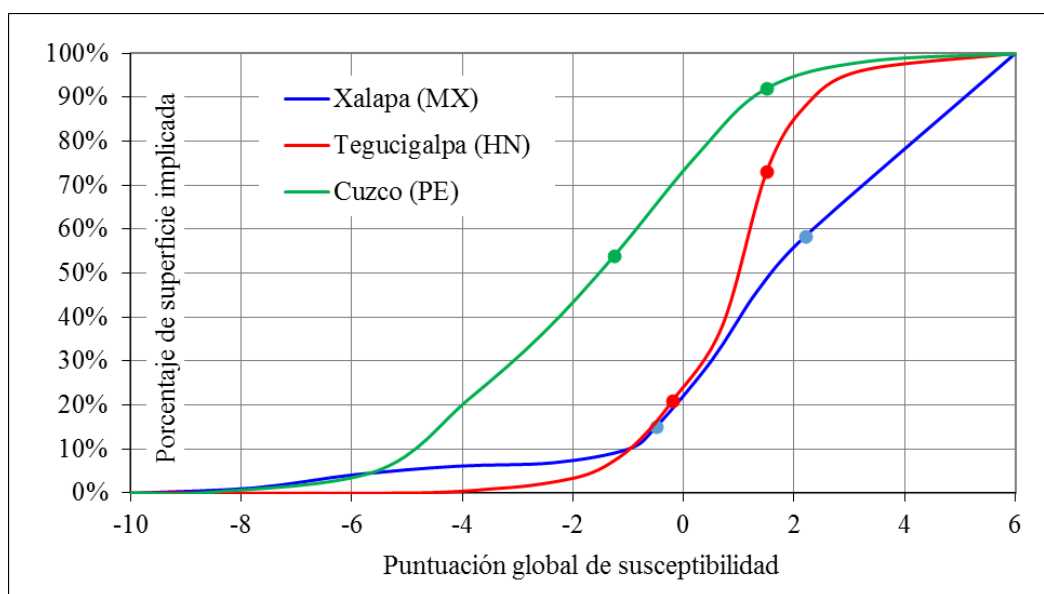


Figura 1.- Relación entre la puntuación global obtenida de susceptibilidad y el porcentaje de superficie implicada

Cabe mencionar que en ocasiones los análisis de susceptibilidad bivalente se centran en aquellos factores que resultan sencillos de procesar en gabinete, como son la pendiente o la

geología, en cuyo caso se produce una excesiva generalización en la definición de factores causales, existiendo cierta falta de criterio experto en la selección de los mismos (Van Westen et al, 2003). En este sentido las visitas de campo y la interpretación de las inestabilidades de ladera existentes fueron una actividad clave para seleccionar de forma apropiada los factores causales para cada ciudad.

A continuación se describen los aspectos más destacados de cada uno de los aspectos señalados anteriormente.

Generación del inventario de taludes

En este tipo de estudios resulta sustancial disponer del mejor inventario de taludes posible motivo por el cual, dentro de las limitaciones propias de cada proyecto, se prestó especial atención a su elaboración. Dado que el objetivo final consiste en determinar el nivel de susceptibilidad al que se enfrenta cada ciudad se consideró razonable incluir aquellos procesos que se han mostrado activos en el pasado reciente o incluso en la actualidad, esto es, los denominados como procesos activos, suspensos o inactivo-latentes según la clasificación de la UNESCO (1993) en cuanto a la actividad del proceso de inestabilidad.

El inventario se genera partiendo en primer lugar de otros inventarios publicados con anterioridad, los cuales se someten a un proceso de revisión con fotografía aérea y mediante el reconocimiento in situ de la zona. En Tegucigalpa el USGS elaboró un detallado inventario tras el paso del huracán Mitch (Harp et al. 2002a, 2002b y 2002c) y también se contó con los estudios de detalle de los procesos de mayor magnitud que tuvieron lugar en aquel momento, como los deslizamientos de El Berrinche, El Reparto y Bambú (AECI 2003, Flores et al. 2007, Hayashi y Kawakami 2013, Hirota y Kamiya 2013, JICA 2002, Smith et al. 2001). En el Cuzco se hizo uso del inventario de procesos geomorfológicos elaborado por la SGOT (2013) ya que incluía un número significativo de procesos de inestabilidad de ladera -entendidos éstos según la definición de Cruden (1991)- además de otros como cárcavas, erosiones superficiales y fluviales, etc. El caso de Xalapa fue bastante peculiar ya que no se disponía de inventarios previos lo cual, unido a la presencia de vegetación espesa y a la baja resolución de las fotografías aéreas disponibles, dificultaba en gran medida la generación de un inventario propio. Lo que se hizo en este caso fue inventariar las zonas en que se habían producido impactos durante los años precedentes para lo cual se contó con las bases de datos elaboradas tanto por Protección Civil como por Rendón (2013), los cuales ofrecieron amablemente la información con la que contaban.

Reconocimiento geotécnico in situ

Buena parte de los trabajos publicados sobre susceptibilidad regional ante procesos de inestabilidad se realizan desde gabinete, haciendo uso de potentes herramientas de gestión de datos (GIS) y de información adquirida de un modo telemático (fotografías satelitales y aéreas, DMT, etc). En estos proyectos se tomó la decisión de realizar un reconocimiento geotécnico in situ el cual, a pesar de su brevedad, ofreció en los tres casos información muy

relevante, sobre todo porque ayudó a identificar los factores causales de los procesos de inestabilidad. Hay dos aspectos importantes relacionados con el reconocimiento in situ, el primero de ellos es que se contó con la amable cooperación de agentes locales como protección civil, expertos e investigadores universitarios así como diversas organizaciones no gubernamentales. El segundo factor a considerar es que las zonas con mayor nivel de susceptibilidad suelen coincidir con asentamientos informales y colonias con un reducido nivel adquisitivo en las cuales la seguridad durante las visitas puede verse seriamente comprometida, especialmente en Xalapa y en Tegucigalpa.

Capa de geología

La geología local de Xalapa (SGM 2007) se caracteriza por la prevalencia de materiales volcánicos, con predominio de derrames andesíticos y basálticos así como piroclastos andesíticos en la zona oeste –andesita Perote- y por el denominado basalto Xalapa en el centro y este de la ciudad, consistente en una secuencia gruesa de derrames de basalto del Pleistoceno. Además de la naturaleza del sustrato rocoso resulta importante destacar las unidades de alteración asociadas. Se confeccionó para ello un mapa geológico de detalle para la localidad de Xalapa el cual fue elaborado a partir de la cartografía de Hernández (2007). En el caso de Tegucigalpa, partiendo de las nueve hojas geológicas disponibles (IGN 1970 a 1993) fue necesario realizar un laborioso proceso de unificación de criterios, dadas las discrepancias y la falta de concordancia entre lo recogido en cada fuente cartográfica (ITC-S & Lotti 1986). Por otra parte se decidió considerar los depósitos coluviales cuaternarios, ya que no están cartografiados en las hojas disponibles pero juegan un papel decisivo en la generación de procesos de inestabilidad. En la ciudad del Cuzco predominan los depósitos sedimentarios y destaca la presencia de una gran energía disponible –neotectónica- que genera procesos erosivos fluviales muy acusados, con un marcado encaje de los cauces y procesos de acarcavamiento sobre la topografía general de la zona. En esta ciudad la generación de la capa de geología fue especialmente sencilla, dada la disponibilidad de una excelente cartografía y bibliografía geológica (Benavente et al 2013, Carlotto et al 2011, INGEMMET 2010a, 2010b, 2010c, 2010d y 2010e).

Capa de pendientes

La capa de pendientes se elabora de un modo inmediato a partir del DTM que fue facilitado para la realización del estudio. En Xalapa la resolución del DTM era con celda de 15 m de lado, contándose con una resolución bastante mayor tanto en Tegucigalpa –celda de 1,5 m- como en el Cuzco –celda de 2 m-.

Capa de proximidad a cauces y ríos

Durante el reconocimiento geotécnico de Tegucigalpa y del Cuzco se detectó una concentración de procesos de inestabilidad de laderas en las proximidades de los cauces, tanto los torrenciales como los permanentes. Por este motivo se incluyó una capa de proximidad a cauces mediante un *buffer* -o banda- en cada margen.

Capa de proximidad a contactos litológicos

En la ciudad de Tegucigalpa se identificó la relación entre un número significativo de procesos de inestabilidad, como los de Ciudad del Ángel, El Berrinche o Ulloa, y la proximidad al contacto con la unidad de basaltos, precisamente por el desarrollo de coluviales que se muestran en un equilibrio precario. Asimismo bajo la formación Chiquito aparecen también coluviales bastante inestables, por lo que en ambos casos se incluyeron capas de proximidad, mediante *buffer*, a dichos contactos.

Capa de usos del suelo

El reconocimiento geotécnico de Xalapa hizo posible detectar que los procesos de alteración en los suelos residuales guardan una estrecha relación con la aparición de deslizamientos y flujos de barro. Dicha alteración es consecuencia de la interacción del suelo con la atmósfera, la cual se ve favorecida por la pérdida de cobertura vegetal natural asociada al desarrollo urbano. Este hecho, unido a la ejecución de excavaciones inadecuadas, justificó que en Xalapa se incluyese una capa de usos del suelo, diferenciándose entre suelo urbano, bosques y otros cultivos.

Identificación de factores causales

Como se ha indicado anteriormente se prestó especial atención a identificar los factores causales de los procesos de inestabilidad de ladera, discriminando entre los de naturaleza preparatoria y los desencadenantes.

Entre los factores causales preparatorios que fueron identificados en las tres ciudades destacan la presencia de superficies de debilidad –asociada a foliación penetrativa y a la generación de grietas de tracción–, la erosión fluvial al pie de las laderas, los periodos prolongados de lluvia, las excavaciones al pie de la ladera -o la disposición de cargas en coronación- y la falta de vigilancia de las prácticas constructivas. A lo anterior hay que añadir, para Xalapa y Tegucigalpa, las carencias en capacitación geotécnica y la ausencia de normativas y recomendaciones geotécnicas. En el caso de Xalapa la eliminación de la cobertura vegetal fue identificada como factor causal preparatorio debido a la aparición de grietas de tracción, tal y como se describe posteriormente. En el caso de Tegucigalpa el desarrollo de depósitos coluviales fue identificado como factor causal preparatorio al encontrarse dichos materiales en una situación de estabilidad marginal.

En el caso de los factores causales desencadenantes destacan, para las tres ciudades, la presencia de cortos e intensos periodos de lluvia así como la actividad sísmica. En Xalapa y en Tegucigalpa el estado de las redes de abastecimiento y de saneamiento es particularmente deficiente, por lo que aparecen también como factor causal desencadenante, sobre todo porque las zonas con mayor pendiente son también aquellas en que proliferan los asentamientos informales, desprovistos de infraestructuras adecuadas. Finalmente en Tegucigalpa, y especialmente en el Cuzco, la erosión fluvial al pie de las laderas fue identificada como factor causal desencadenante.

3. RESULTADOS – MAPAS DE SUSCEPTIBILIDAD

Mapa semafórico de susceptibilidad de la zona conurbada de Xalapa (Veracruz, México)

En la **Figura 2** se reproduce el mapa de susceptibilidad de la zona conurbada de Xalapa el cual cubre una extensión aproximada de 80 km² en la cual residen en la actualidad 420.000 habitantes aproximadamente. Se considera que el mapa cuenta con capacidad predictiva en la medida de que la mayoría de los puntos afectados por procesos de inestabilidad se sitúan en zonas de nivel alto de susceptibilidad. Destaca en este caso la elevada concentración de los procesos de inestabilidad, motivo por el cual buena parte del ámbito geográfico en estudio ha sido valorado con un nivel bajo de susceptibilidad.

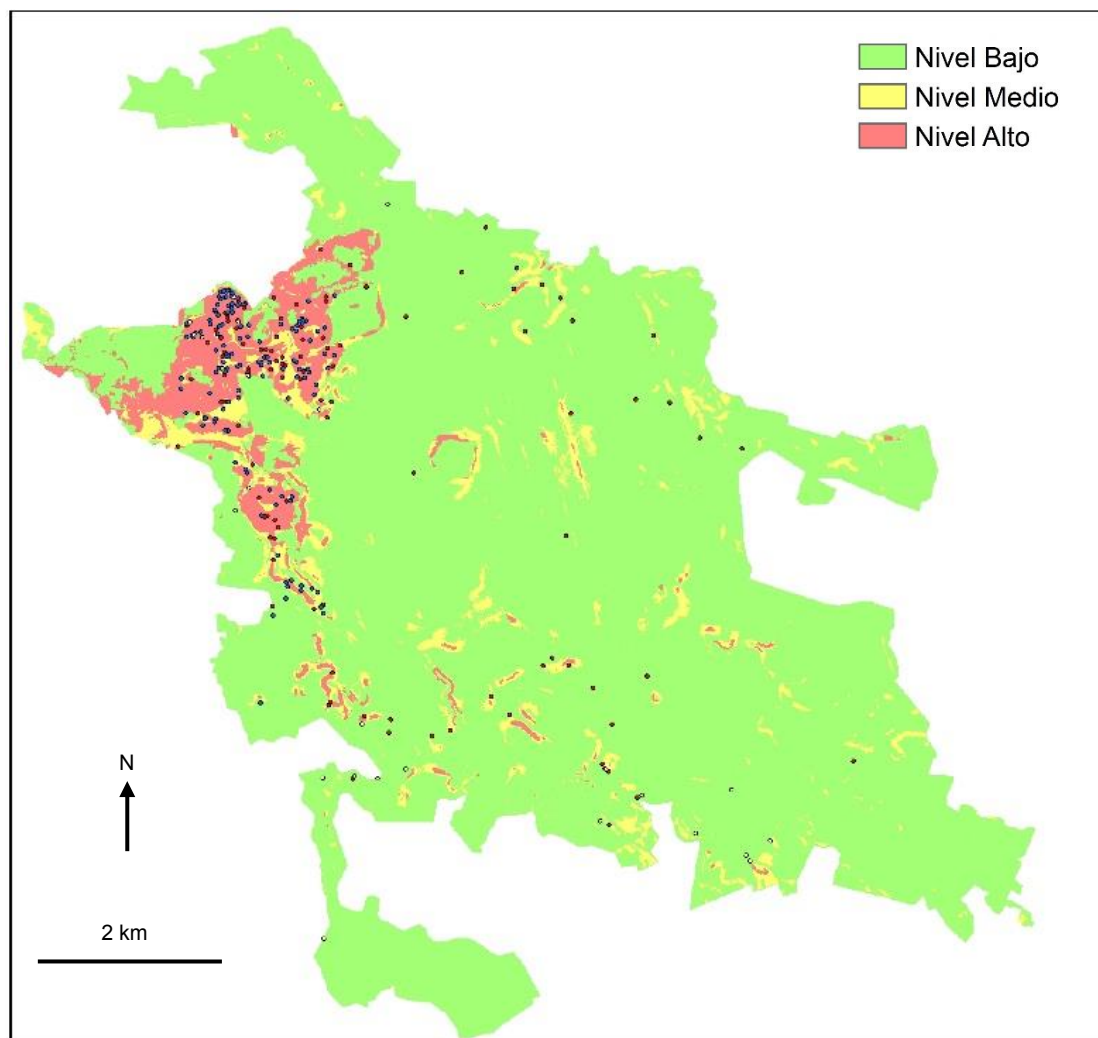


Figura 2.- Mapa de de susceptibilidad ante procesos de inestabilidad de ladera en Xalapa; se marcan los puntos incluidos en el inventario de procesos

Cabe mencionar, de modo complementario al estudio de la susceptibilidad, que el impacto en Xalapa por pérdidas de vidas humanas es bastante limitado, habiéndose registrado tan solo cinco víctimas mortales en las dos últimas décadas debidas a procesos de inestabilidad.

En relación con Xalapa el factor causal más relevante es la presencia de suelos residuales que se ven fuertemente alterados cuando son expuestos a la atmósfera (ver **Figura 3**), perdiendo parte de sus propiedades mecánicas y favoreciendo la generación de procesos de inestabilidad. En este sentido la aparición de asentamientos informales y la pérdida de cobertura vegetal debida al desarrollo urbano guardan una estrecha aparición con los procesos observados, ya que las medidas para preservar la vegetación natural son insuficientes.



Figura 3.- Fotografías y afloramientos observados en Xalapa: (izquierda) Aspecto de excavación reciente, exenta de grietas de tracción, en la cual se preserva la estructura masiva en el suelo residual; (derecha) presencia de grietas de tracción en suelo residual expuesto a la atmósfera

Mapa semafórico de susceptibilidad de Tegucigalpa – Distrito Central (Honduras)

En la **Figura 4** se reproduce el mapa de susceptibilidad del Distrito Central que incluye las poblaciones de Tegucigalpa y Comayagüela. La huella urbana actual es de casi 60 km² y en ella residen algo más de un millón de habitantes. Aunque se realizó un estudio general de un dominio de gran extensión –aproximadamente 1000 km²- lo cierto es que el análisis fue más detallado en la zona en la que se contaba con un DMT de gran resolución, la cual abarcaba una superficie aproximada de 50 m² que cubría casi totalmente el desarrollo urbano actual del Distrito Central. Al igual que en el caso anterior, se considera que el mapa cuenta con capacidad predictiva dado que casi todos los procesos inventariados aparecen sobre zonas de susceptibilidad alta o media.

Además de lo expuesto en términos de susceptibilidad, en el caso de Tegucigalpa –en general en el Distrito Central- hay que destacar que los procesos de inestabilidad de ladera

han causado numerosas víctimas mortales y cuantiosos daños materiales, especialmente durante el paso del huracán Mitch en el año 1998. Se produjeron entonces tres grandes deslizamientos conocidos como El Berrinche –destrucción de al menos 600 viviendas y represamiento del río Choluteca-, El Reparto –destrucción de 350 viviendas con superficie deslizada de 6 ha- y Bambú, con destrucción de 200 viviendas con 3 ha de superficie deslizada. En estas zonas se han implementado medidas de estabilización y mitigación muy contundentes, destacando especialmente el apoyo técnico y económico que aportó la JICA en su momento.

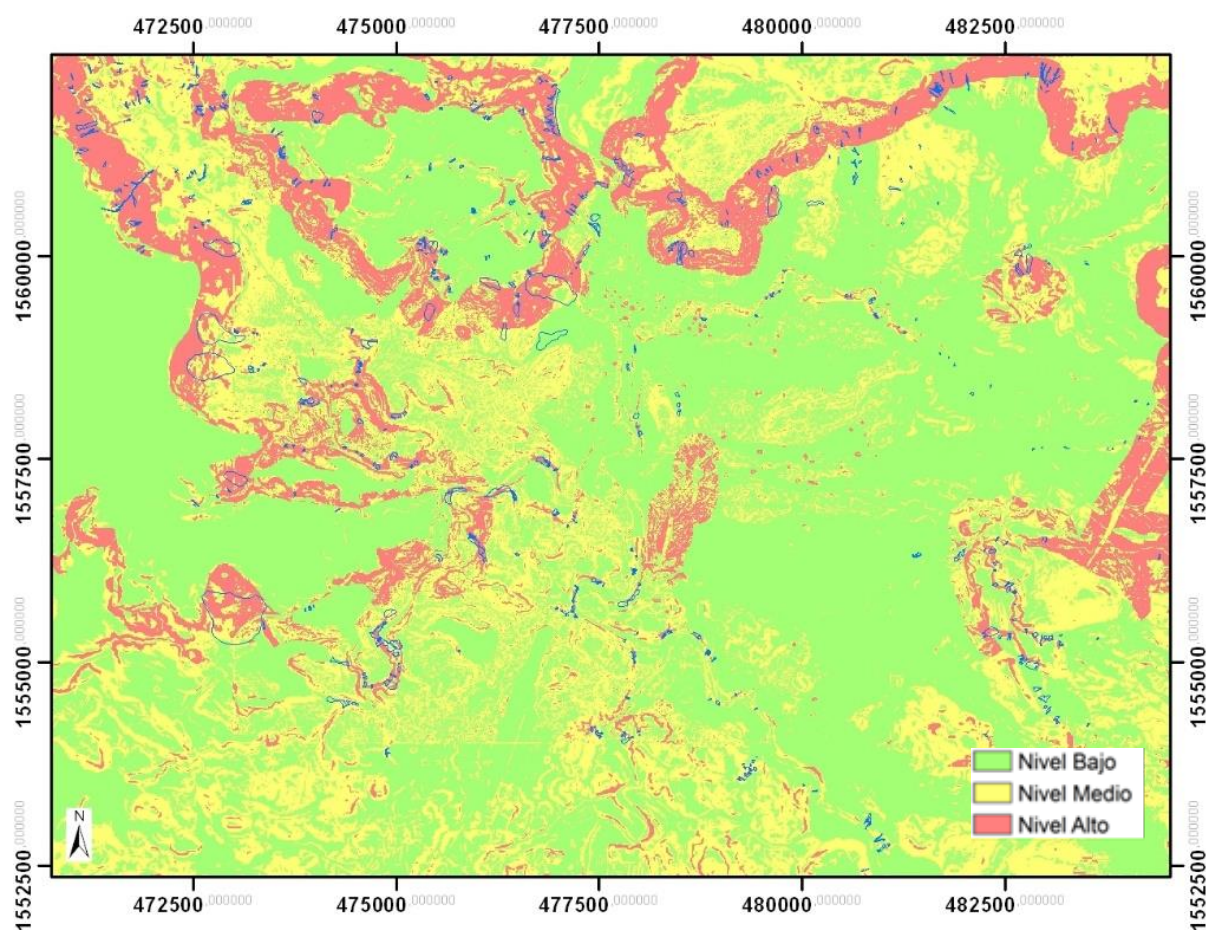


Figura 4.- Mapa de susceptibilidad en Tegucigalpa e inventario de procesos de inestabilidad de tipo activo, suspenso o inactivo-latente

Junto con los tres casos antes citados cabe añadir el deslizamiento en el Residencial Ciudad del Ángel -que afectó a decenas de viviendas recién construidas y que aún hoy es objeto de litigio- y el hecho de que las prácticas constructivas son inadecuadas en numerosos casos, favoreciéndose la generación de procesos de inestabilidad que podrían ser evitados.

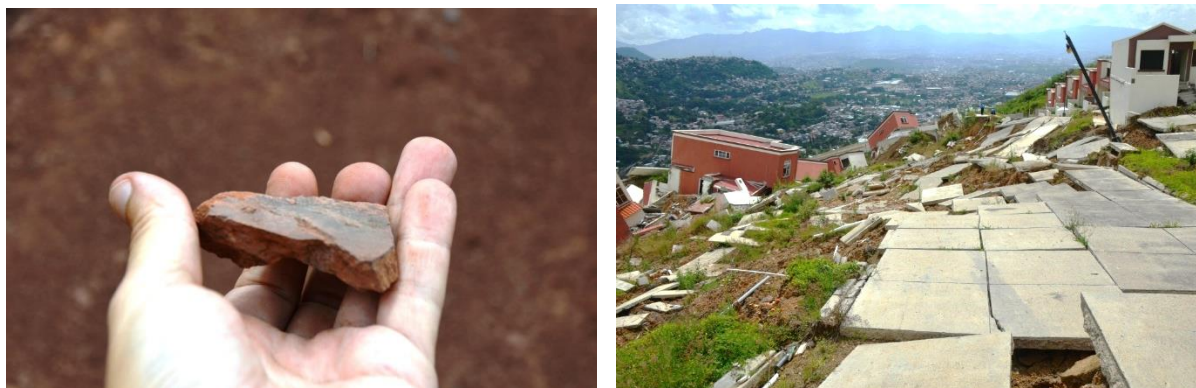


Figura 5.- Fotografías tomadas en Tegucigalpa: (izquierda) afloramiento de lutitas rojas (Río Chiquito) presentes bajo la masa deslizada de El Berrinche; obsérvense los planos de foliación en los cuales el ángulo de resistencia al corte es residual; (derecha) aspecto del Residencial Ciudad del Ángel en el año 2015, con decenas de viviendas totalmente arruinadas por encontrarse sobre una masa deslizada

Mapa semafórico de susceptibilidad del Cuzco (Perú)

El mapa de susceptibilidad del Cuzco, representado en la **Figura 6**, fue desarrollado sobre una superficie de 235 km² pero es en el perímetro del estudio, con 132 km² de extensión, donde se concentran los 420.000 habitantes con que cuenta en la actualidad esta zona urbana. En términos generales el mapa cuenta de nuevo con capacidad predictiva pero es preciso establecer dos limitaciones para su empleo. La primera de ellas es que no incluye la susceptibilidad ante los *huaycos*, entendidos éstos como un proceso intermedio entre la inestabilidad de ladera y la inundación catastrófica. En efecto, el término *huayco* –*landslide dam* en inglés - consiste en una avalancha de agua y de partículas sólidas en suspensión, con gran capacidad destructiva potencial, que se genera tras la oclusión de un cauce por una masa deslizada de tierras, la acumulación de agua en dicho embalse y la rotura repentina de éste. Existen listados históricos de la ocurrencia de *huaycos* –o *landslide dams*- en el mundo, como por ejemplo los elaborados por Costa & Schuster (1987) y por Peng & Zhang (2012).

La segunda limitación afecta a la zona marcada en azul en el mapa adjunto, que corresponde con el cerro de San Sebastián en el Alto Qosco. En esta zona se ha identificado un sistema de fallas normales -al cual se asocia una geomorfología de tipo horst & graben- con presencia de niveles centimétricos de turbas intercalados entre los paquetes de argilitas y diatomitas que dominan el conjunto. Esos niveles de turbas buzarian desfavorablemente hacia la ciudad y cuentan con un ángulo de rozamiento muy reducido de tipo residual. Por otra parte el sistema de fallas genera bandas de terreno que pueden funcionar de modo independiente y que suponen una clara amenaza para el casco urbano. Se trata en cualquier caso de una hipótesis que merece una investigación adicional pero en cualquier caso se considera que el mapa de susceptibilidad en dicha zona necesita ser validado en base a nuevos trabajos.

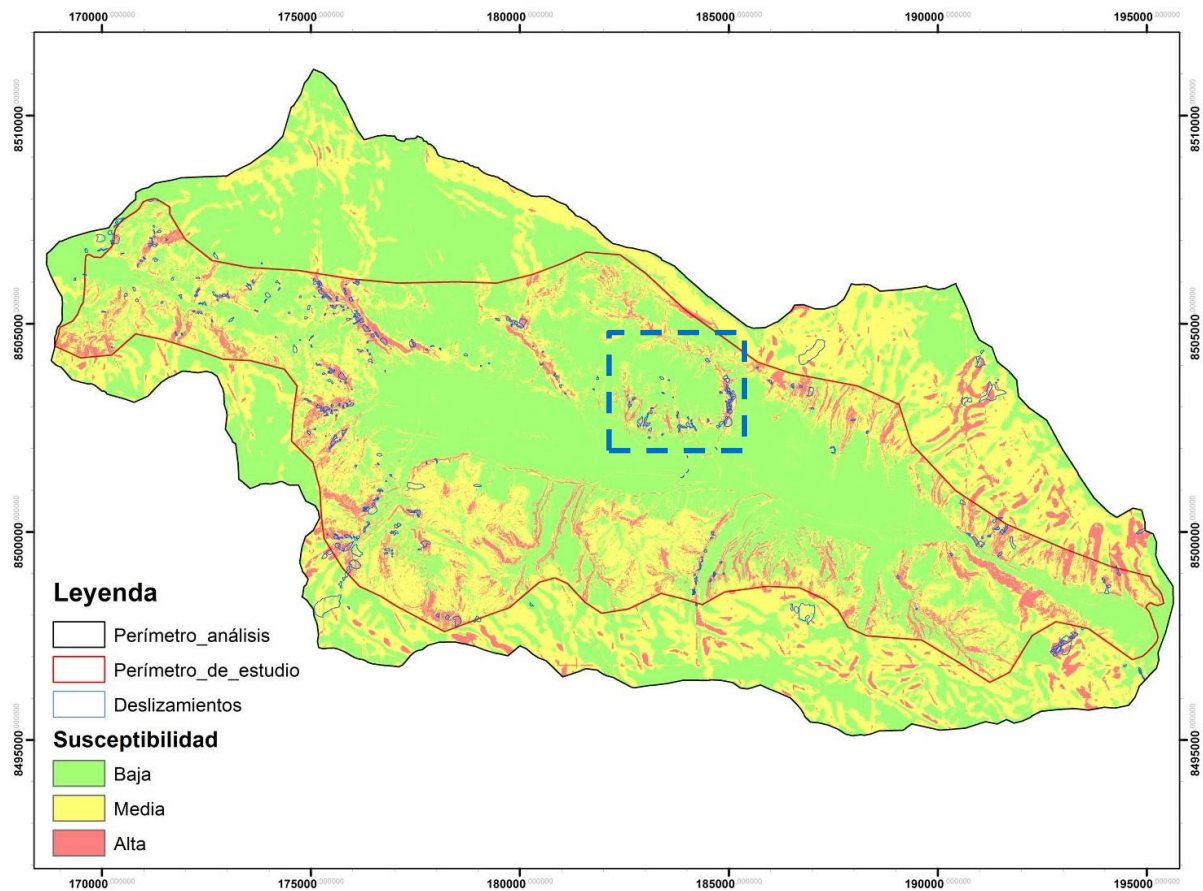


Figura 6.- Mapa de susceptibilidad en el Cuzco e inventario de procesos de inestabilidad

12. CONCLUSIONES

En esta comunicación se han presentado los mapas de susceptibilidad frente a procesos de inestabilidad de ladera de las ciudades de Xalapa, Tegucigalpa y el Cuzco los cuales fueron empleados, junto con estudios de vulnerabilidad e impacto potencial no descritos en este documento, para definir el riesgo al que están sometidas dichas ciudades.

Los trabajos así realizados han servido para identificar recomendaciones sobre el desarrollo urbanístico de estas zonas, evitando zonas sensibles e incentivando el empleo de las más favorables. También han permitido establecer medidas de mitigación de carácter preventivo y correctivo que eventualmente son incluidas en el correspondiente plan de acción. En este sentido se considera que los estudios realizados favorecen el desarrollo urbano sostenible, sirviendo además como base para futuras investigaciones complementarias.

REFERENCIAS

- AECI (2003). Control Geotécnico del Deslizamiento de Tierra en la Zona del Berrinche. Agencia Española de Cooperación Internacional. Dirección General de Obras Públicas, SOPTRAVI. Tegucigalpa, Honduras.
- Benavente C, Delgado F, Taípe E, Audin L & Pari W (2013). Neotectónica y peligro sísmico en la región del Cusco, INGEMMET. Boletín Serie C: Geología Ambiental y Riesgo Geológico, 55, pp 245.
- Carlotto V, Cárdenas J & Carlier G (2011). Geología del Cuadrángulo del Cusco 28- s. 1:50.000 INGEMMET, Boletín Serie A: 138, 258 pp.
- Costa JE, Schuster RL (1987). The formation and failure of natural dams. US Geological Survey, Open File Report 87-392, 44 pp
- Cruden D. M. (1991). A simple definition of a landslide. Bulletin International Association for Engineering Geology, 43: 27-29.
- Flores R, Kung G & Juang C H (2007). El Berrinche Landslide. Proceedings First North American Landslide Conference, AEG, ASCE, ARMA, CGS, Technical Session No.75; 95-112. Vail, Colorado.
- Harp E L, Castañeda M & Held M D (2002). Landslides Triggered by Hurricane Mitch in Tegucigalpa, Honduras. Open File Report 02-33, U.S. Geological Survey.
- Harp E L, Hagaman K W, Held M D & McKeen J P. (2002). Detailed Inventory of Landslides and Related Deposits in Honduras Triggered by Hurricane Mitch. Open File Report 02-61, U.S. Geological Survey.
- Harp L, Held M D, Castañeda M R, McKenna J P & Jibson R W (2002). Landslide Hazard Map of Tegucigalpa, Honduras. Open-File Report 02-219, USGS.
- Hayashi M & Kawakami K (2013). Consideration on the Mechanism of El Berrinche landslide using Aerial Photographic Interpretation. First Central American and Caribbean Landslide Congress. Tegucigalpa, Honduras, 2013.
- Hernández, J. (2007). Integración de Sondeos de Mecánica de Suelos en la Zona Urbana de Xalapa, Veracruz como base para elaborar un mapa geotécnico (Tesis de Licenciatura, Universidad Veracruzana Facultad de Ingeniería Civil).
- Hirota K & Kamiya S (2013). A Re-evaluation of landslide occurred by Hurricane Mitch 1998, Tegucigalpa, Honduras. First Central American and Caribbean Landslide Congress. Tegucigalpa, Honduras, 2013.
- IGN (1970, 1980, 1981, 1985, 1990, 1991, 1993). Mapa geológico de Honduras, hojas Agalteca, Lepaterique, Moroceli, Ojojona, San Buenaventura, San Juan Flores, Talanga, Tegucigalpa y Zambrano. Editadas a escala 1:50.000 por el Instituto Geográfico Nacional, Secretaría de Comunicaciones, Obras Públicas y Transporte, Honduras.
- INGEMMET (2010). Mapa Geológico del Cuadrángulo de Cusco, Escala 1:100.000, Hoja 28-S.
- INGEMMET (2010). Mapa Geológico del Cuadrángulo de Cusco, Escala 1:50.000, Hoja 28-S, Cuadrantes I, II, III y IV.
- ITS-C Lotti (1986). Geological Map for the Underground Water Project and El Chile Mountain in Tegucigalpa. Tegucigalpa Master Plan. Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados. Tegucigalpa, Honduras.
- JICA (2002). The Landslide Prevention in the Tegucigalpa Metropolitan Area (El Berrinche, El Reparto, and El Bambu). Preliminary Study of Grant Aid Project.
- Peng M. & Zhang L. M (2012). Breaching parameters of landslide dams. Landslides 9, pp 13-31.
- Popescu, M. (2002). Landslide causal factors and landslide remedial options. Keynote Lecture, *Proceedings 3rd International Conference on Landslides, Slope Stability and Safety of Infra-Structures*, Singapore, p 61-81.
- Rendón F (2013). Inventario de procesos de inestabilidad de ladera y propuestas de mitigación en la zona conurbada de Xalapa. Archivo personal.
- Servicio Geológico Mexicano (2007). Carta Geológico-Minera Xalapa E-14-B27 (Veracruz) E 1:50.000.
- Smith L, Olsen R, Castañeda M, Valladares M & Flores R (2001). Geotechnical Investigation of the El Berrinche Landslide, Tegucigalpa, Honduras. Secretary of Natural Resources. Tegucigalpa, Honduras.
- UNESCO (1993). A suggested Method for Describing the Activity of a Landslide. Working Party on World Landslide Inventory. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 47, 53-57
- Van Westen, C. J. (2000). The Modelling of Landslide Hazards Using GIS. *Survey in Geophysics* 21, 2-3 241- 255.
- Van Westen, C. J., Rengers, N., & Soeters, R. (2003). Use of geomorphological information in indirect landslide susceptibility assessment. *Natural hazards*, 30(3), 399-419.
- Yin, K. J. and Yan, T. Z. (1988). Statistical prediction model for slope instability of metamorphosed rocks, *Proceedings 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, Switzerland*, Vol. 2, 1269-1272.

EVALUACIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD DE GENERACIÓN DE REMOCIONES EN MASA MEDIANTE REDES NEURONALES ARTIFICIALES EN LA COSTA ESTE DEL FIORDO COMAU, REGIÓN DE LOS LAGOS, CHILE.

Bruno Villela R.* , Pablo González R. † y José Lagos Z. †

* Departamento de Geología, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas
Universidad de Chile

† Arcadis Chile, Antonio Varas 621, Providencia, Santiago de Chile

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo principal la evaluación de susceptibilidad de generación de fenómenos de remoción en masa mediante el uso de redes neuronales artificiales y su aplicación en el fiordo Comau, región de Los Lagos, Chile.

Dentro de los factores condicionantes se consideró la elevación, pendiente, orientación de ladera, curvatura media, unidades geológicas, distancia a lineamientos, fallas, cursos de agua y radiación solar.

Los puntos de control ingresados a la red están agrupados en aquellos en los que se evidenció la generación de remociones en masa y otros en donde es muy difícil que ocurran. Ambos grupos fueron utilizados para determinar la matriz de características con la que se realizó el entrenamiento.

Con los resultados, se determinó una correlación entre zonas de muy alta susceptibilidad y sectores con pendientes sobre los 35°, elevaciones entre los 800 y 1.600 m s.n.m, laderas orientadas hacia el oeste y curvaturas cóncavas.

1. INTRODUCCIÓN

Los fenómenos de remoción en masa (FRM) son procesos de transporte de material definidos como procesos de ‘movilización lenta o rápida de determinado volumen de suelo, roca o ambos, en diversas proporciones, generados por una serie de factores’ (Hauser, 1993).

Las remociones en masa son un peligro geológico de gran impacto, que todos los años generan millonarias pérdidas en infraestructura y cobran la vida de muchas personas (Aleotti y Chowdhury, 1999).

Las características que favorecen la generación de FRM están representadas por factores condicionantes cuya combinación con eventos detonantes determinan la estabilidad de una ladera. Los factores condicionantes juegan un rol fundamental en la susceptibilidad de una ladera a generar un FRM, entendiéndose por susceptibilidad la capacidad o potencialidad de una unidad geológica o geomorfológica de ser afectada por un proceso geológico determinado (Sepúlveda, 1998).

Las redes neuronales (*ANN Artificial Neural Network*) son un dispositivo de procesamiento implementado como un algoritmo o en el *hardware*, cuyo diseño fue motivado por el funcionamiento del cerebro de los mamíferos. Reaccionan a la entrada de datos, y se entrenan de tal manera de alterar su estado inicial con el objeto de que puedan aprender.

2. ÁREA DE ESTUDIO

La zona de estudio se encuentra en el extremo sur de Chile, en la ladera oriental del fiordo Comau que incluye los fiordos Quintupeu y Cahuelmó. Esta zona pertenece a la comuna de Hualaihué en la provincia de Palena, región de Los Lagos, Chile.

La zona de estudio está constituida esencialmente por afloramientos de rocas intrusivas y metamórficas, aunque también es posible encontrar rocas volcánicas, volcanoclásticas y sedimentarias. Las rocas intrusivas corresponden a granitos, granodioritas y tonalitas, y representan en su mayoría al Batolito Norpatagónico. Las rocas metamórficas corresponden a los esquistos y anfibolitas, y las rocas extrusivas y sedimentarias se presentan como secuencias volcánicas continentales y marinas, formadas por lavas y aglomerados, tobas, con intercalaciones de areniscas, calizas marinas y conglomerados continentales (Levi *et al.*, 1966) (Figura 1).

Rocas metamórficas

Paleozoico – Triásico (PzTr): Corresponden a rocas metamórficas, metapelitas, metachert, metabasitas y, en menor proporción, gneises y rocas ultramáficas con protolitos de edades desde el Devónico al Triásico y metamorfismo del Pérmico al Jurásico (Levi *et al.*, 1966). Se

diferencian dos grupos: uno comprende esquistos y anfibolitas de edad Precámbrico – Paleozoico Inferior, y el otro, asignado al Paleozoico, está constituido por pizarras, lutitas fisibles y cuarcitas.

Rocas intrusivas

Pérmico – Triásico (PTrg; 265 -245 Ma): Corresponde gabros y, en menor proporción, ultrabasitas datadas con K-Ar en plagioclasas y hornblenda (Ordoñez y Crignola, 2003).

Jurásico Inferior (Jg; 202 – 178 Ma): Unidad correspondiente a dioritas, gabros y monzodioritas de piroxeno, dioritas cuarcíferas y granodioritas y tonalitas de hornblenda y biotita (SERNAGEOMIN-BRGM, 1995).

Cretácico Inferior (Kg; 144 – 90 Ma): Unidad conformada por granitos, granodioritas y tonalitas de hornblenda y biotita. Corresponde a uno de los complejos plutónicos distales del Batolito Norpatagónico, de edad Cretácico Inferior (Weaver *et al.*, 1990; Parada *et al.*, 1987; Hervé, 1984; Munizaga *et al.*, 1988).

Mioceno (Mg; 18 – Ma): Unidad compuesta por granodioritas, dioritas y tonalitas. (SERNAGEOMIN-BRGM, 1995), y corresponde a la zona más central del Batolito Norpatagónico.

Fallas y estructuras

La zona de estudio, está ubicada en los 42°S, pertenece a la zona volcánica sur (ZVS), que se extiende desde 33°S a 46°S y su configuración tectónica se caracteriza por un arco volcánico de más de 1.400 km de longitud con una convergencia oblicua, ligeramente dextral, entre las placas Nazca y Sudamericana a una tasa de 7-9 cm/año que ha prevalecido durante los últimos 20 Ma (Somoza, 1998; Angermann *et al.*, 1999).

En la región, entre los 38° y 47°S, el sistema de falla principal de intra-arco que domina es la zona de falla Liquiñe-Ofqui (ZFLO) (Cembrano *et al.*, 1996; Rosenau *et al.*, 2006). Los registros de sismos con magnitud entre 3 y 5 con epicentros localizados a menos de 10 km, documentan que la ZFLO ha estado activa como una estructura transpresional dextral al menos durante los últimos 6 Ma, mientras que evidencia geológica sugiere que la ZFLO fue, probablemente, una falla transformante durante 25 Ma (Hervé, 1994).

La componente de acortamiento de deformación intra-arco del Plioceno a la actualidad, aumenta hacia el sur, a medida que la ZFLO se acerca al punto triple de placas, cerca de los 46°S (Cembrano *et al.*, 2002; Thomson, 2002; Rosenau *et al.*, 2006). Al este de la ZFLO no se desarrolla una faja plegada y corrida de antepaís significativa, donde solo se describe evidencia limitada pre-Cuaternario de deformación transpresional dextral (Diraison *et al.*, 1998).

3. INVENTARIO DE REMOCIONES EN MASA

Los factores condicionantes escogidos para la evaluación de susceptibilidad fueron: elevación, pendiente, geología, dirección de ladera, curvatura media, distancia a ríos, distancia a cursos de agua, distancia a fallas, distancia a lineamientos y radiación solar anual.

Los factores condicionantes fueron normalizados, para que su valor estuviera en el rango [0 – 1] y favorecer la eficiencia de la red neuronal.

Se determinaron dos tipos de puntos de información. Aquellos puntos bajo en los cuales ocurrieron remociones en masa denominados Puntos de remociones en masa (PRM), y otro grupo con todos los puntos en los la probabilidad de generar algún tipo de remoción en amsa es muy baja llamados Puntos libres de remociones en masa (PLRM).

4. CONFIGURACIÓN DE LA RED NEURONAL

Las redes neuronales utilizadas fueron del tipo *Multilayer Perceptron*, con el algoritmo de entrenamiento *backpropagation* implementadas con el software *MATLAB R216a (MATrix LABoratory)*.

La matriz de características fue en dividida en 70%, 15% y 15%, para los procesos de entrenamiento, validación y prueba, respectivamente.

El entrenamiento es el proceso mediante el cual la red neuronal aprende a reconocer un resultado basándose en los datos de entrada y posteriormente generalizar y clasificar zonas con condiciones con resultados no conocidos. El proceso de validación evita el sobre entrenamiento de la red lo que provocaría que solo fuese capaz de reconocer los datos de entrada. En tanto, la prueba evalúa el rendimiento de la red como herramienta de clasificación.

La configuración la red neuronal consiste en una capa de entrada, una capa oculta con 100 neuronas en ella y una capa de salida con una neurona. Las funciones de activación utilizadas consisten en una combinación de una función de activación lineal y una tangente hiperbólica (Figura 2).

5. RESULTADOS

Se analizaron 3 casos de estudio: caso A con 10 factores condicionantes (elevación, distancia a lineamientos, geología, pendiente, orientación de ladera, distancia a ríos, distancia a fallas, curvatura, radiación solar anual y distancia a cursos de agua), caso B con 6 factores (elevación, distancia a lineamientos, geología, pendiente, orientación de ladera y distancia a ríos), y caso C con 3 factores (elevación, distancia a lineamientos y geología) (Figura 3).

Para verificar la validez de los resultados entregados por la red neuronal, se ocuparon distintos parámetros (Tabla 1): las épocas de convergencia, el MSE (error cuadrático medio), el histograma de error (diferencia entre el valor esperado y el valor real obtenido), la curva ROC, PRM (porcentaje de cuántos puntos de remoción en masa corresponden a zonas de muy alta susceptibilidad) y PLRM (porcentaje de cuántos puntos libres de remoción en masa corresponden a zonas de muy baja susceptibilidad).

Parámetros	Caso A	Caso B	Caso C
Épocas	11	27	13
MSE	0,0024	0,0031	0,0097
Histograma de error	0,0311 - 0,0605	0,0690 – 0,0643	0,0796 - 0,0596
Curva ROC	99%	99%	95%
PRM	89,32%	85,50%	75,22%
PLRM	99,14%	98,16%	97,10%

Tabla 1. Comparación del desempeño de la red neuronal en los casos A, B y C.

El caso A entregó resultados bastantes superiores a los casos B y C para todos los parámetros indicados. Si bien, el caso B no entregó tan buenos resultados como el A, se considera suficiente y una buena aproximación a la susceptibilidad.

6. DISCUSIONES

Para determinar la configuración de la red se realizaron combinaciones en la cantidad de capas, neuronas y funciones de activación. Los resultados de la etapa de validación permiten identificar un óptimo al considerar una capa oculta con 100 neuronas, con un número mayor la relación costo/beneficio era muy alta ya que aumentaban sustancialmente los tiempos de cálculo con beneficios marginales.

Respecto a los casos de estudio definidos en función de la cantidad de factores, el caso A entregó resultados muy superiores respecto al desempeño de la red neuronal como a la susceptibilidad, seguido por el caso B. Sin embargo, el caso C mostró un mal desempeño de la red neuronal y una distribución de susceptibilidad errática.

Los rangos de factores condicionantes que se correlacionan con las zonas de mayor susceptibilidad son:

Elevaciones entre los 800 y 1.600 m s.n.m., indicando que elevaciones intermedias poseen una mayor potencialidad a generar remociones en masa, lo que tiene una correlación con lo esperado (Duman *et al.*, 2006; Gokceoglu *et al.*, 2005; Pachauri y Pant, 1992) pues estas zonas presentan nieve y escasa cubierta vegetal, por lo que quedan expuestas a condiciones de erosión y meteorización, lo que debilita la calidad de las rocas y deja material disponible para ser removido (Ercanoglu *et al.*, 2004; Rozos *et al.*, 2011).

Las unidades geológicas que presentaron mayor aporte en las zonas de media, alta y muy alta susceptibilidad correspondieron a granodioritas cretácicas (Kg) que, según lo observado en terreno, eran rocas intrusivas afectadas por metamorfismo de bajo grado, lo que generó una anisotropía que pudo favorecer zonas de inestabilidad, generando eventos de remociones en masa.

Pendientes entre los 35 y 70° fueron características de zonas de muy alta, alta y media susceptibilidad, ya que zonas de mayor pendiente aumentan la inestabilidad de los macizos rocosos favoreciendo las remociones, mientras que en suelos y material no consolidado aumenta el cizalle facilitando los deslizamientos de suelo. Esto que concuerda con lo propuesto por Dragičević *et al.* (2015).

La orientación de ladera oeste, fue característica en zonas de muy alta susceptibilidad. Esto coincide con lo propuesto por Náquira (2009) y Molina (2016), ya que las laderas con orientación oeste son más afectas por la erosión y meteorización que puede ejercer el mar. Siendo el fiordo Comau una zona evidentemente marina, este factor genera una influencia considerable.

Curvaturas cóncavas caracterizan a zonas de muy alta susceptibilidad. Esto se ajusta a lo esperado, ya que siendo el fiordo Comau una zona con altas precipitaciones, las zonas cóncavas, acumularan más agua, aumentando la saturación del suelo y roca. Por otro lado, zonas de susceptibilidad baja y muy baja, presentaron una correlación a zonas convexas y planas, ya que no favorecen la saturación de suelo y roca.

Distancias a ríos menores a 500 m son características de zonas de muy baja susceptibilidad. Esto se debe a que ríos asociados a valles glaciares tienen amplias áreas de depósitos fluviales y fluviodeltaicos, los que tienen una muy baja susceptibilidad a ser removidos. El mismo rango de distancia tiene un leve porcentaje de zonas de media, alta y muy alta, la que se atribuye al socavamiento propio del río, además de los ríos que fluyen en valles tipo V. Zonas de muy alta susceptibilidad están en el rango de distancia a ríos entre los 500 y 2.000 m, lo que es posible ya que los ríos de valles glaciares en periodos donde aumenta el caudal pueden generar un socavamiento en los pies de las laderas, haciendo estas zonas más inestables.

Distancias a cursos de agua en el rango de 500 a 2.000 m son las que se correlacionan con zonas de mayor susceptibilidad, tanto para media, alta y muy alta. Esto puede ser posible ya que los cursos de agua erosionan y meteorizan generando socavamientos profundos con laderas de altas pendientes, en algunos casos casi verticales, afectando la estabilidad en las zonas más cercanas a la cresta de los cerros, que en lugares en contacto con el cauce de agua.

Las zonas de mayor susceptibilidad están correlacionadas positivamente con distancias a fallas menores a los 3.500 m. Esto es evidente ya que el área de estudio presenta un fuerte control estructural, además que es probable que las fallas mayores se encuentren influenciadas por la

ZFLO, y tengan estructuras subordinadas como fallas menores o lineamientos.

Las zonas con distancias a lineamientos menores a los 3.500 m se correlacionan con media, alta y muy alta susceptibilidad. Áreas muy próximas a los lineamientos presentan erosión, meteorización y fracturamiento, y además se cree que pueden favorecer el ascenso de flujos hidrotermales que favorezcan la inestabilidad de las rocas. Por otro lado, zonas lejanas a lineamientos presentan una baja susceptibilidad la que es consistente con lo esperado y lo que plantea Molina (2016).

Según lo esperado, zonas con mayor radiación solar anual tendrán una menor susceptibilidad, ya que a mayor radiación se tienen suelo y roca con menor saturación. Sin embargo, solo se logró asociar débilmente que zonas de susceptibilidad muy baja y baja, presentaban mayor radiación que las otras categorías de susceptibilidad. Es posible que este efecto se haya visto mermado pues la zona de estudio presenta abundantes y permanentes precipitaciones, por lo que el efecto de la radiación en las laderas pudo verse disminuido.

7. CONCLUSIONES

Las redes neuronales permitieron reconocer distintos niveles de susceptibilidad, permitiendo zonificar el área de estudio en zonas de muy alta, alta, media baja y muy baja susceptibilidad con muy buen rendimiento.

Se determinó, mediante distintas pruebas, que el funcionamiento de la red es óptimo en los casos en que se consideraba una capa oculta compuesta por 100 neuronas.

La combinación de funciones de activación que entregó el mejor desempeño de la red neuronal fue considerar una función tangente hiperbólica en la capa oculta, y una función lineal en la capa de salida.

El proceso de entrenamiento tuvo resultados óptimos separando los datos de la matriz de características en un 70% para entrenamiento, 15% para validación y 15% para prueba. Esta configuración fue validada calculando el error cuadrático medio, histograma de error y curvas *ROC*.

No fue posible encontrar una influencia directa de ZFLO en las zonas de muy alta y alta susceptibilidad, sí se logró observar el fuerte control estructural que correlaciona lineamientos con zonas de mayor susceptibilidad.

Por otro lado, las zonas de muy baja susceptibilidad presentan una fuerte correlación con elevaciones inferiores a los 200 m, pendientes menores a 25°, una orientación de ladera sur, y curvaturas convexas y planas, como también con zonas muy cercanas a cursos de agua y zonas muy lejanas.

Las zonas de muy alta susceptibilidad se ubican principalmente en la ladera sur del fiordo Cahuelmó, en las cercanías de la laguna Abascal entre los ríos Mirta y del Norte. También, en la ladera oeste del río Huinay, ladera sur del río Lloncochaigua, y zonas puntuales de la ladera este del fiordo Comau, entre Huinay y Vodudahue.

REFERENCIAS

- Aleotti, P. and Chowdhury, R., 1999. Landslide hazard assessment: summary review and new perspectives. *Bulletin of Engineering Geology and Environment* 58, p. 21-44.
- Angermann, D., Klotz, J. and Reigber, C., 1999. Space-geodetic estimation of the Nazca–South America Euler vector. *Earth Planet. Sci. Lett.* 171, 329–334.
- Cembrano, J., 1990. Geología del Batolito Norpatagónico y rocas metamórficas del margen Occidental. Departamento de Geología, U. de Chile. Inédito 64 p.
- Cembrano, J., Hervé, F. and Lavenu, A., 1996. The Liquiñe-Ofqui fault zone: a long-lived intra-arc fault system in southern Chile. *Tectonophysics* No. 259, p. 55-66.
- Cembrano, J., Lavenu, A., Reynolds, P., Arancibia, G., López, G. and Sanhueza, A., 2002. Late Cenozoic transpressional ductile deformation north of the Nazca–South America–Antarctica triple junction. *Tectonophysics* No. 354, p. 289– 314.
- Diraison, M., Cobbold, P.R., Gapais, D., Rossello, E.A. and Amos, A.J., 1998. Neogene dextral transpression due to oblique convergence across the Andes of northwestern Patagonia, Argentina. *Journal of Southamerican Earth Sciences*, Vol. 11, p. 519-532.
- Dragičević, S., Lai, T. and Balram, S., 2015. GIS-based multicriteria evaluation with multiscale analysis to characterize urban landslide susceptibility in data-scarce environments. *Habitat International*, No.45, p. 114-125.
- Duman, T. Y., Can, T., Gokceoglu, C., Nefeslioglu, H. A., and Sonmez, H., 2006. Application of logistic regression for landslide susceptibility zoning of Cekmece Area, Istanbul, Turkey. *Environmental Geology*, 51.
- Ercanoglu, M., and Gokceoglu, C., 2004. Use of fuzzy relations to produce landslide susceptibility map of a landslide prone area (West Black Sea Region, Turkey). *Engineering Geology*, No.75 (3), p. 229-250.
- Gokceoglu, C., Sonmez, H., Nefeslioglu, H. A., Duman, T. Y. and Can, T., 2005. The 17 March 2005 Kuzulu landslide (Sivas, Turkey) and landslide-susceptibility map of its near vicinity. *Engineering Geology*, 81.
- Hauser, A., 1993. Remociones en masa en Chile. Servicio Nacional de Geología y Minería, Santiago. Boletín No. 45: p. 7-29.
- Hervé, F., 1994. The southern Andes between 39 ° and 44°S latitude: the geological signature of a transpressive tectonic regime related to a magmatic arc. In: K.-J. Reutter, E.
- Levi, B., Aguilar, A. y Fuenzalida, R., 1966. Reconocimiento geológico en las provincias de Llanquihue y Chiloé. Boletín N°19.
- Molina, C., 2016. Análisis de susceptibilidad de remociones en masa en la costa del fiordo Comau, X Región, Chile. Memoria para optar al título de geólogo. Departamento de Geología, U. de Chile.
- Náquira, M.V., 2009. Susceptibilidad de remociones en masa en las costas de fiordos cercanos a Hornopirén, X región. Memoria para optar al título de geólogo. Departamento de Geología. Universidad de Chile.
- Ordoñez, A. y Crignola, P., 2003. Depósitos metalíferos, anomalías geoquímicas, rocas y minerales industriales y recursos energéticos del sector sur de la Región de Los Lagos. Servicio nacional de

- Geología y Minería, Carta Geológica de Chile, Serie Recursos Minerales y Energéticos, No 21, 32 p., 1 mapa escala 1:500.000.
- Pachauri, A. K. and Pant, M., 1992. Landslide hazard mapping based on geological attributes. Engineering Geology, 32.
- Prian, J., 1994. Síntesis geológica entre los 40°30' y 42°15' latitud sur. Parte centro-sur de la X Región, y programa de geocronología, Proyecto inventario geológico y minero de la X región, SERNAGEOMIN.
- Rosenau, M., Melnick, D. and Echtler, H., 2006. Kinematic constraints on intra-arc shear and strain partitioning in the southern Andes between 38°S and 42°S latitude. Tectonics 25.
- Rozos, D., Bathrellos, G. D. and Skillodimou, H. D., 2011. Comparison of the implementation of rock engineering system and analytic hierarchy process methods, upon landslide susceptibility mapping, using GIS: a case study from the Eastern Achaia County of Peloponnesus, Greece. Environmental Earth Sciences, No 63(1): p. 49-63.
- Sepúlveda, S.A., 1998. Metodología para Evaluar el Peligro de Flujos de Detritos en Ambientes Montañosos: Aplicación en la Quebrada Lo Cañas, Región Metropolitana. Memoria para optar al Título de Geólogo, Departamento de Geología, Universidad de Chile.
- SERNAGEOMIN-BRGM, 1995. Carta Metalogénica X Región Sur. Servicio Nacional de Geología y Minería-Bureau de Recherches Géologiques et Minières. Informe Registrado IR 95-05.
- Somoza, R., 1998. Updated Nazca (Farallon) - South America relative motions during the last 40 My: Implications for mountain building in the central Andean region. Journal of South American Earth Sciences, 11, p. 211-215
- Thomson, S. N., 2002. Late Cenozoic geomorphic and tectonic evolution of the Patagonian Andes between latitudes 42° and 46°S: An appraisal based on fission-track results from the transpressional intraarc Liquiñe-Ofqui fault zone. Geol. Soc. Am. Bull. No. 114 (9), p. 1159-1173.

GLOSARIO

Puntos de remociones en masa (PRM): Para cada depósito de remoción en masa que fue mapeada, adicionalmente, se mapearon sus zonas de generación, los que corresponden a PRM.

Puntos libres de remociones en masa (PLRM): Las características bajo las cuales no se generaron remociones en masa fueron complejas de definir. Para esto, el criterio ocupado corresponde a zonas de pendiente planas, conos de deyección, depósitos fluviotorrenciales y fluviodeltaicos, ya que, por las observaciones de terreno y fotointerpretación, las zonas mencionadas no cumplían con las condiciones para generar remociones en masa.

Matriz de características: Tanto a los PRM como los PLRM se les asoció un valor de los factores condicionantes. Así, se confeccionó la matriz de características que entrega las condiciones de entrenamiento de la red neuronal que permiten diferenciar zonas de mayor y menor susceptibilidad.

Matriz de evaluación: El área de estudio se redujo a puntos equiespaciados a 30 m, y a cada punto fue asociado un valor de los factores condicionantes. Finalmente, la zona de estudio

quedó reducida a una matriz de 10 columnas con, aproximadamente, un millón de filas, que es la forma en que la red neuronal puede evaluar el área para entregar un determinado valor de susceptibilidad.

FIGURAS

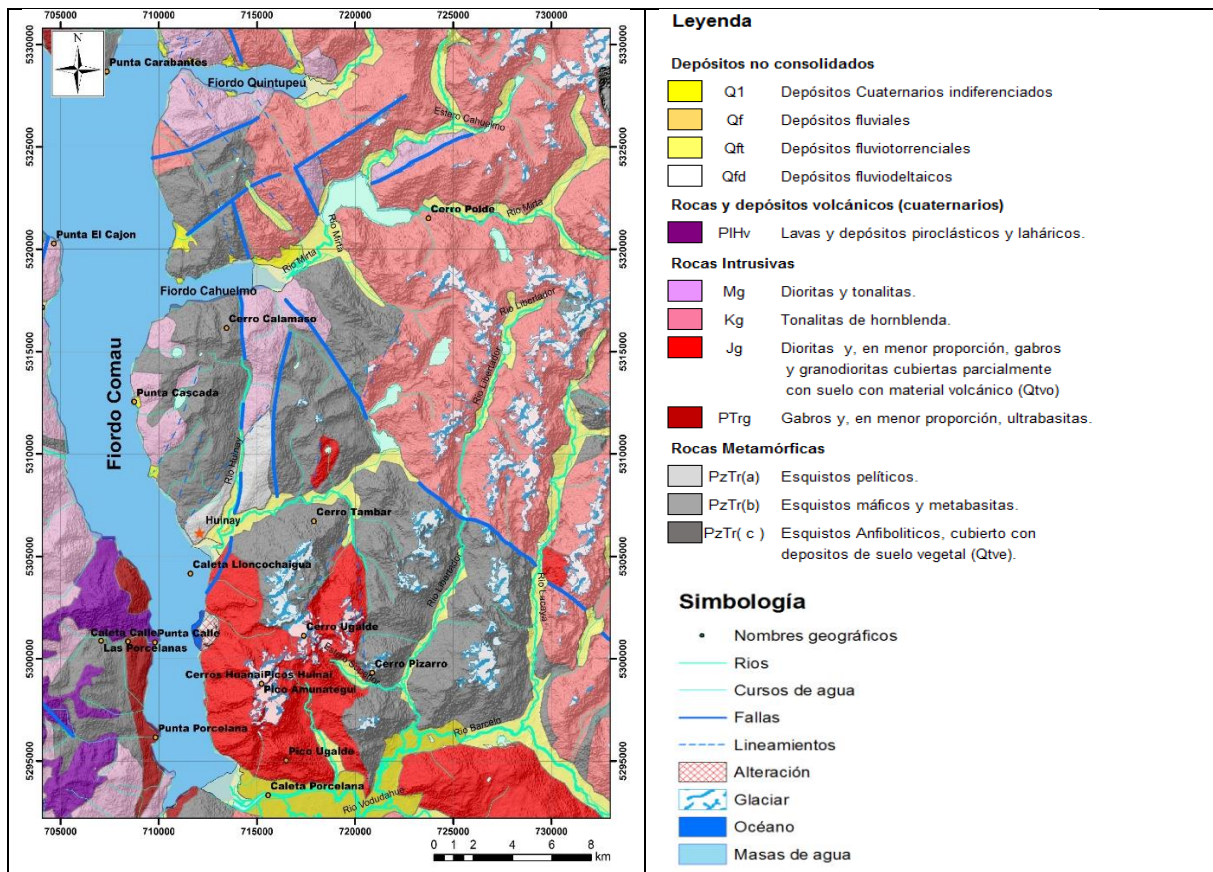


Figura 1. Geología del área de estudio.

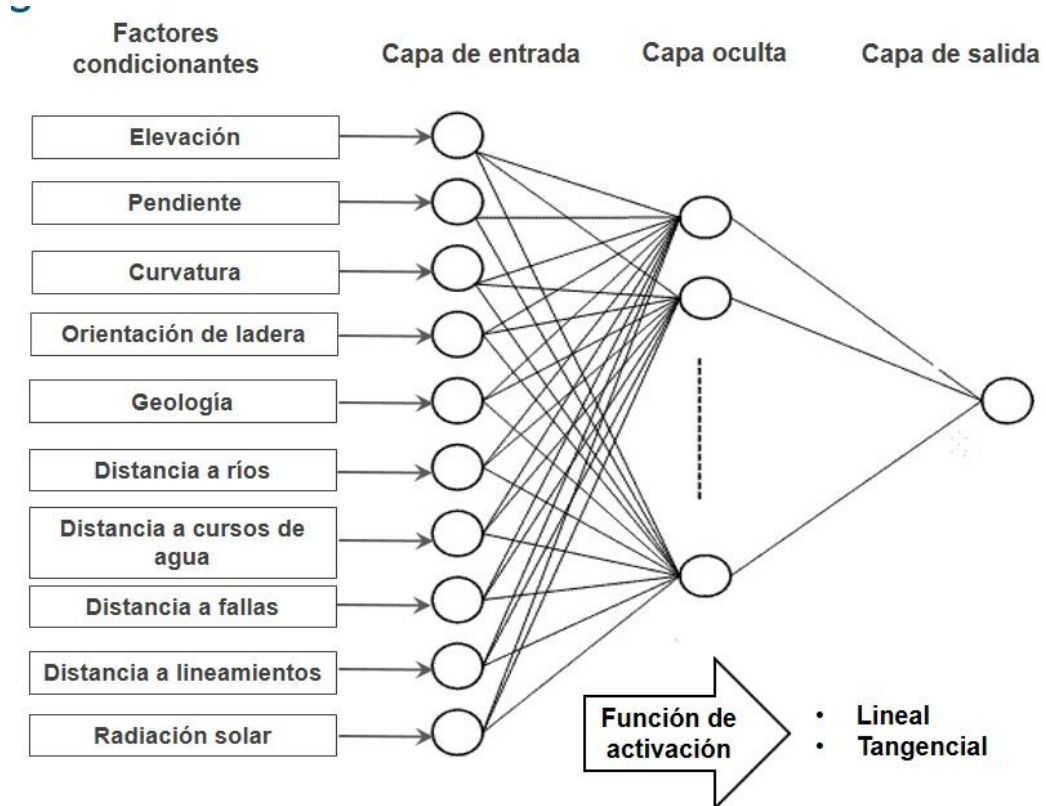


Figura 2. Esquema de la red neuronal

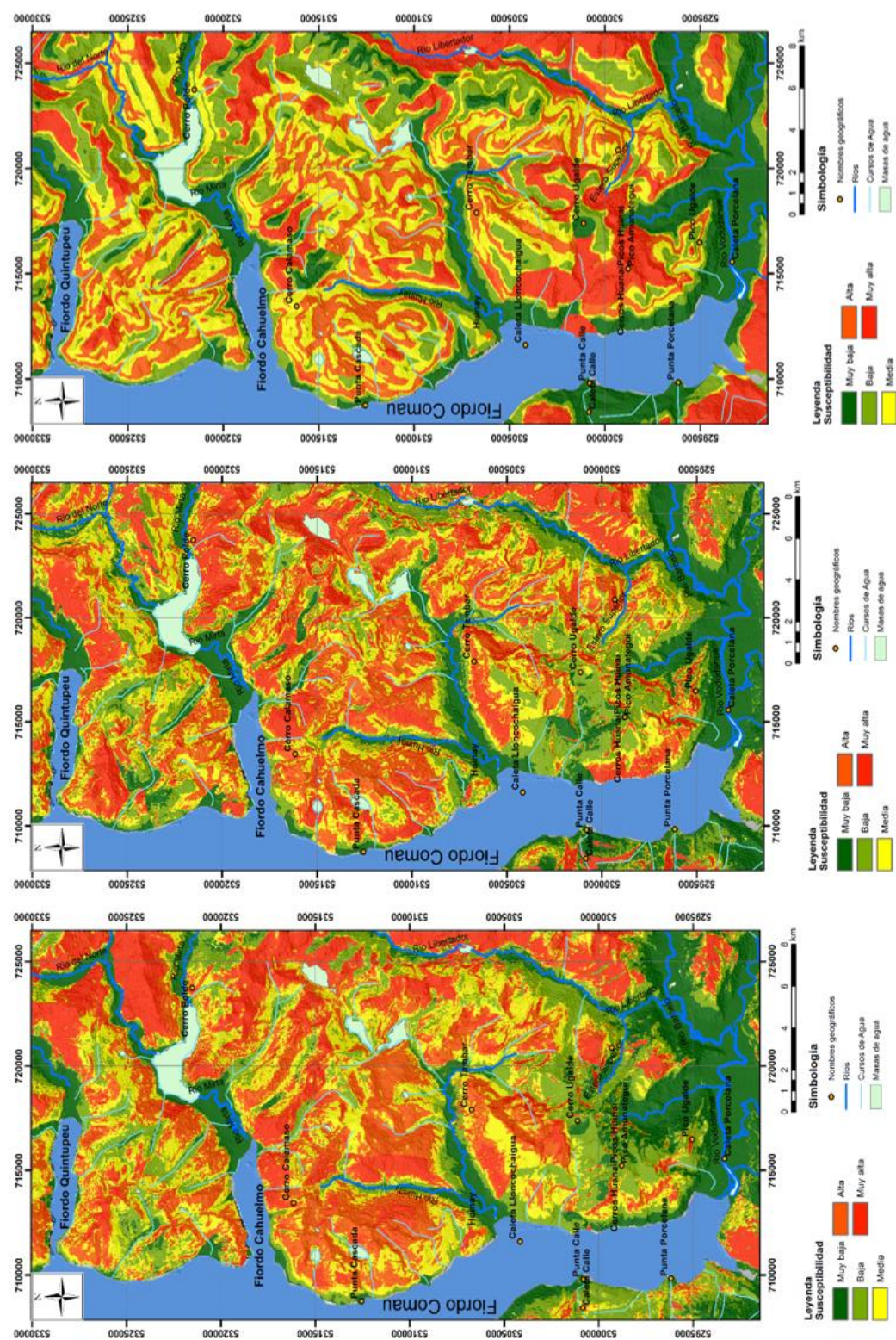


Figura 3. Mapas de susceptibilidad. Caso A, caso B y caso C.

METODOLOGÍA DE GESTIÓN DE TALUDES EN DESMONTE EN LA RED CARRETERAS DE LA GENCAT: EXPERIENCIA EN LA APLICACIÓN

Illán PANIAGUA SERRANO ¹, Eugenia ÁLVAREZ ÁLVAREZ ²

¹ Departamento de Geotecnia
Ines Ingenieros Consultores

² Subdirección de Explotación Viaria
Direcció General d'Infraestructures de Mobilitat (DGIM)
Generalitat de Catalunya (GENCAT)

RESUMEN

La gestión de los taludes de la red de carreteras de la GENCAT se basa en la toma y análisis de datos a partir de los cuales se deduce el estado de conservación del activo y se programan las labores de mantenimiento.

La evaluación del activo se soporta sobre las inspecciones básicas. Por ello, se ha desarrollado una herramienta metodológica para inspeccionar los taludes: se han revisado los procedimientos habituales de inspección de taludes, y a partir de ellos, se ha desarrollado un sistema completo de adquisición y evaluación.

La experiencia se presenta en este artículo, mostrando el marco metodológico y la práctica de aplicación. El resultado ha sido un sistema integral de toma de datos y consulta soportado por herramientas informáticas específicas que agilizan el procedimiento. La evaluación se realiza mediante un algoritmo basado en un análisis multicriterio de los factores que condicionan el riesgo para la circulación viaria.

1. INTRODUCCIÓN

El Departament de Territori i Sostenibilitat a través de la Direcció General d'Infraestructures de Mobilitat (DGIM) es el principal operador de movilidad de Cataluña, gestionando directamente 6.000 km de carreteras, que dan servicio a más de 840 millones de usuarios al año, con una superficie de talud en desmonte de 17,5 millones de m².

Partiendo de las características de esta red: problemática, nivel de servicio y recursos disponibles, se ha diseñado una herramienta metodológica que propone obtener una calificación a partir de la relación entre diversas variables de distinta naturaleza: geométricas, geotécnicas, de explotación de la red, interferencia de la traza con el talud, condiciones climáticas, sismicidad, presencia de agua, histórico de deslizamientos, etc. El resultado es un procedimiento sencillo de caracterización geométrica/geológica del talud y sus relaciones con la traza ferroviaria; a partir del estudio de factores indicados que se analizan de forma desacoplada.

La metodología tiene en cuenta la presencia de medidas correctoras, en función de su idoneidad y conservación, se corrigen los valores de los factores específicos en los que aplican. Del mismo modo, en base a los resultados de cada factor, la herramienta informática propone una serie de nuevas actuaciones, valoradas económicamente, para corregir los valores que se consideran elevados.

Tanto la toma de datos como el procesado se realizan mediante herramientas informáticas, agilizándose el proceso y aumentando la eficiencia. La toma de datos se realiza con dispositivos Android, mediante un sencillo proceso dinámico de selección de los campos, datos GPS y fotografías, que se cargan automáticamente. Los datos son enviados a un servidor, generando una base de datos de inventario. El resultado es operado por un programa que determina los valores de cada factor, el índice y edita automáticamente la ficha de inspección.

La metodología que se presenta en este artículo está en fase de implantación en 311 taludes considerados prioritarios de la red. La discusión de resultados se realiza en base a 233 elementos de inventario evaluados. Hasta la fecha, el resultado ha sido un sistema de gestión de taludes compatible con otros sistemas habituales de gestión de infraestructura, flexible y capaz de adaptarse a cambios en la demanda del servicio, que permite tener un conocimiento objetivo, ágil y preciso de los principales problemas que existen en los elementos inventariados.

2. LA GESTIÓN DE ACTIVOS GEOTÉCNICOS DE LA GENCAT

La gestión de estos activos consiste en mantener en adecuado nivel de servicio los elementos de infraestructura catalogados. En el caso de los taludes, desde 2001 hasta la fecha, se han registrado más de 2.400 incidencias por procesos de inestabilidad, lo que ha provocado una

importante asignación de recursos¹ para su corrección, además del coste indirecto por su impacto social.

Esta preocupación ha sido constante en el tiempo, generando diferentes procedimientos que hasta el año 2005 se basaban en planteamientos de mantenimiento paliativos. Con idea de implantar un procedimiento preventivo en el año 2005 se inició una primera experiencia para conocer, inventariar y catalogar los desmontes y taludes de la red: Inventario de taludes de Carretera de la DGC. Se llevó a cabo una recogida de datos de incidencias, la gestión SIG, creación Tramos de Concentración de Deslizamientos (TCD), toma de datos de campo y análisis de datos en gabinete, donde se determinaba un índice de estado: Índice de Susceptibilidad al Desprendimiento (SD), ver Ortega J.I. *et al*, (2009).

Conocidas las limitaciones del sistema indicado, en el marco del Plan Estratégico de Gestión, Modernización y Mejora Continuada de la Red viaria de la Generalidad, dentro del Eje Estratégico de Explotación, la DGIM impulsó la mejora de este procedimiento previo. Éste tiene como uno de los objetivos principales implementar el Sistema de Gestión de Activos Geotécnicos (taludes), centrado en el mantenimiento, que vela por la seguridad vial y conservación eficiente a partir del conocimiento objetivo y preciso de los principales problemas que existen en estos taludes, la correcta priorización y planificación de las actuaciones de conservación, teniendo en cuenta la evolución de los procesos que implican riesgo mediante inspecciones periódicas más o menos especializadas y el proyecto de reparación.

En este contexto, desde el año 2015 se trabaja con INES Ingenieros Consultores para implantar una metodología específica de Evaluación de Riesgos por Deslizamiento que permita evaluar de forma eficiente los taludes en desmonte y terraplenes existentes. En los trabajos se incluye tanto la definición de la herramienta metodológica como la formación y el soporte informático de las plataformas para la toma y gestión de los datos obtenidos. En base a los resultados se han definido 5 categorías; siendo el nivel 2 el nivel máximo de servicio admisible para esta administración.

Nivel	Estado	Frecuencia mínima de inspección
0	Talud sin incidencias	Quinquenal
1	Talud con incidencias leves, sin consecuencias importantes	Trienal
2	Talud con incidencias leves, que pueden evolucionar si no se corrigen en un tiempo adecuado	Anual
3	Talud con contingencias moderadas que pueden reducir las condiciones de servicio o durabilidad del talud	Semestral
4	Talud con incidencias graves que pueden implicar peligro	Bimensual
5	Talud con incidencias muy graves que comprometen la seguridad de la circulación	Única, con el fin de corregir la incidencia

Tabla 01. Categorías, estado y frecuencia mínima de inspección

¹ Según PIARC (2014), el gasto anual en la red de carreteras española para reparaciones geotécnicas es de 220M€/año, lo que supondría 8M€/año en la red de carreteras gestionadas por la GENCAT.

3. METODOLOGIA

Se parte de la revisión crítica de los procedimientos de inspección habituales, tanto en forma como contenido. La metodología desarrolla en paralelo el fundamento teórico de los datos a implementar así como el medio soporte para la toma de datos y su almacenamiento.

Respecto a los contenidos, en primer lugar se identifican los datos que describen el talud, tanto como los datos de inventario como los que identifican su estado. Una vez conocidos los elementos éstos se agrupan en factores, se les asignan atributos (rangos de valor) adecuados al nivel de inspección y se estudian las operaciones lógicas que describen cada grupo.

Los elementos de cada grupo pueden clasificarse en datos de inventario o datos de evaluación, que se combinan para obtener datos derivados que describen sucesos. Los sucesos se basan en relaciones o modelos matemáticos regidos por patrones diferentes: determinista, probabilista, descriptivo, cuantitativo, etc. Los sucesos interaccionan convergiendo mediante algoritmos en una respuesta que hemos denominado factores.

El talud o elemento de inventario queda caracterizado por un modelo multifactorial, siendo la relación entre factores la que determina el índice o valor que lo caracteriza.

Respecto a la implementación, las prioridades son eliminar en lo posible la subjetividad, minimizar el tiempo operacional, reducir la complejidad de la carga de datos y permitir su revisión prácticamente en tiempo real. Por tanto se eligió una estructura de cuestionarios con campos dinámicos, mediante desplegables (sin apenas campos de texto libre) y conectado para la carga y descarga de datos a un servidor.

Figura 02. Vista de las fichas resultado. Módulo de evaluación, fotografías y medidas correctoras.

3.1 FACTORES INVOLUCRADOS

La valoración de cualquier índice de riesgo debe considerar la relación entre diversas variables de distinta naturaleza: geométricas, geotécnicas, explotación, interferencia de la traza con el talud, condiciones climáticas, sismicidad, presencia de agua, histórico de deslizamientos, etc. Se identifican los elementos a inventariar, se estudian las operaciones lógicas que describen cada proceso y se determina un algoritmo para cada factor, que se analizan de forma desacoplada.

Cabe indicar que los datos de entrada son optimizados teniendo en cuenta el perfil del inspector, la diversidad de los taludes a evaluar, el ámbito de actuación, y la complejidad de relacionar las variables indicadas.

El planteamiento realizado, en el que se valora el estado del talud a partir del desarrollo del estudio de diferentes sucesos, es utilizado por diferentes administraciones entre las que se destacan Oregon Department of Transportation y New York State Department of Transportation.

Los factores considerados son:

- (FV) Factor de vulnerabilidad de la infraestructura: establece la probabilidad de que un deslizamiento alcance a la circulación ferroviaria.
- (FG) Factor geológico o de ocurrencia del deslizamiento: indica cómo es de inestable el talud, o con cuánta probabilidad pueden producirse los deslizamientos.
- (FM) Factor Magnitud: factor que responde al volumen que puede deslizar y cuánta energía puede movilizarse en la caída.
- (FC) Factor de consecuencias, de exposición del tráfico al riesgo de deslizamiento: Este factor evalúa las consecuencias del suceso para la circulación.
- (FE) Factores ambientales o factores externos. Exposición del talud a las acciones externas, riesgos según su localización geográfica.
- (FH) Factor Histórico: Valoración en función de los incidentes sufridos y su afección en la infraestructura.

3.1.1. (FV) Factor de vulnerabilidad de la infraestructura

Este factor depende de la geometría del talud y del área situada entre el pie del talud y la traza. El factor se analiza para una sección tipo, considerándose representativa del conjunto. Partiendo de los trabajos de Ritchie A. (1963), se toma como referencia los trabajos Oregon

Department of Transportation, junto con la Federal Highway Administration de Estados Unidos, Pierson *et al.* (2001), para calcular el porcentaje de rocas que pueden alcanzar la traza. En el caso de que el talud presente bermas, se calcula la vulnerabilidad de cada tramo de talud y se hace la media ponderada con la altura.

3.1.2. (FG) Factor Geológico

Para el cálculo del factor geológico los taludes se clasifican en taludes rocosos (materiales predominantemente rocosos), taludes en suelo (sistema particulado) e interestratificados (caracterizados de forma específica dentro de los taludes rocosos)

El factor geológico en taludes rocosos se calcula teniendo en cuenta la valoración del estado tensional del talud respecto a la geometría existente (Factor de inestabilidad: FI), los mecanismos controlados por la orientación de las discontinuidades (Orientación de juntas: OJ) y los procesos de socavación (SC); metodología de Ortega J.I. *et al.*, (2009), modificada.

Factor de inestabilidad, FI: se realiza una clasificación geomecánica del macizo rocoso de Hoek. Para dicha clasificación se emplean dos parámetros: el índice geológico de resistencia GSI, ver Marinos *et al.* (2005), y la litología deducida por el inspector. A partir de la clasificación GSI y el criterio de rotura no lineal de Hoek - Brown (Hoek. E. *et al.* 2002), se obtienen los parámetros c' y ϕ' representativos del conjunto. La estabilidad del conjunto (geometría y características del talud), es analizada mediante el método de equilibrio límite por el método Bishop simplificado (Bishop, 1955).

Orientación de las juntas, OJ: la valoración de la estabilidad se realiza conforme al criterio de clasificación del macizo rocoso y la orientación de las juntas (favorable y desfavorable). Se emplea la carta propuesta en los trabajos realizados por Morales *et al.* (2004) y Uribe Etxebarria *et al.* (2005). Esta carta propone una clase de comportamiento empleando como parámetros de entrada el índice GSI y la resistencia a compresión simple de la roca intacta. Así, la clase 1 corresponde a macizos rocosos con buen comportamiento geomecánico, mientras que la clase 8 corresponde a masas rocosas débiles.

Procesos de socavación, SC: se valora la presencia de bloques sensibles al desplome, vuelco y/o rodadura, conforme a la expresión propuesta por Ortega J.I. *et al.*, (2009).

En el caso de suelos, el factor geológico se estudia a través de un proceso principal (factor de inestabilidad, FI), del estado tensional del afloramiento y de la corrección por dos sucesos principales: presencia de deslizamientos, grietas en talud y/o coronación.

A partir de la identificación de la mineralogía del suelo se obtienen los parámetros c' y ϕ' representativos del conjunto. La estabilidad del conjunto (geometría y características del talud), es analizada mediante el método de equilibrio límite por el método Bishop simplificado, el cálculo se realiza en condiciones saturadas o drenadas en función de las descripción de la zona y el talud que realiza el inspector.

3.1.3. (FM) Factor Magnitud.

Se valora la masa movilizada (volumen deslizado de cada proceso geológico) y la energía asociada al proceso (altura de talud). Este factor es minorado por la presencia de medidas correctoras presentes en el talud (superficie, idoneidad de la actuación, y grado de conservación).

3.1.4. (FC) Factor Consecuencias.

El factor consecuencias se utiliza para valorar la repercusión del suceso en la circulación viaria. El factor considera la función de exposición al riesgo del suceso pasivo (un vehículo impacta contra un roca o volumen deslizado del talud), ver Traffic volume and stopping sight distance on the highway approaching the site en GEN-15, (2015). Para ello considera el tráfico según localización (intensidad media diaria – IMD), velocidad máxima de circulación, trazado (visibilidad de la traza) y longitud del tramo (zona expuesta al suceso)

3.1.5. (FE) Factores ambientales o externos.

Se consideran los factores ambientales que actúan sobre el talud. En base a la localización del talud y regiones preestablecidas se identifican: riesgo geológico, temperatura/clima, pluviometría – corregido por el índice de torrencialidad y sismicidad. El resultado es una única letra que tiene en cuenta los condicionantes antes mencionados.

3.1.6. (FH) Factor histórico.

Este factor evalúa el historial de incidentes previos en el talud y sus consecuencias.

Se valora en una matriz combinada la frecuencia de los sucesos y sus incidencias en base a valores clasificados con las letras de la "A" a la "D", donde A es un talud sin antecedentes de riesgo y D un talud con antecedentes de incidencias con consecuencias serias.

3.2. TOMA Y ALMACENAMIENTO DE DATOS

El soporte, el medio físico y la operativa en la toma de datos parten de los siguientes condicionantes: optimizar el tiempo de inspección (cuestionarios dinámicos), reducir la subjetividad (campos prefijados), mejorar la capacidad de gestión (reducir el tiempo de transmisión de la información y generación de una base de datos).

Para la toma de datos y el procesado se utilizan herramientas informáticas específicas. La toma de datos se realiza con dispositivos Android, mediante un sencillo proceso de selección de los campos, datos GPS y fotografías que se cargan automáticamente, mediante una App diseñada para tal fin. Los datos son enviados a un servidor web generando una base de datos

de inventario que permite la obtención directa de informes, visualización web y la descarga en diferentes soportes (csv, kmz, xls,), el resultado es operado por un programa que edita automáticamente la ficha de inspección, mostrando los valores de cada factor y el índice de estado del talud, numérico y gráfico.

3.3. EL ÍNDICE DE ESTADO

Como se ha indicado, el elemento de inventario queda caracterizado por un modelo multifactorial, siendo la relación entre factores la que determina el índice o valor que caracteriza el talud. El resultado surge del promedio entre el nivel de deficiencia del talud (FV, FG, FM) y el nivel de consecuencias FC. Los factores externos y el factor histórico se incorporan al índice con un valor letra acuerdo con lo indicado en los apartados correspondientes. La calificación final del talud es un valor entre 0 y 100 (talud óptimo). En base a unos rangos establecidos se establecen la periodicidad de inspecciones, el desarrollo de estudios específicos o la urgencia de los proyectos de rehabilitación.

Cabe destacar que el valor del índice no pretende ser un valor absoluto del estado del elemento, si no un valor comparativo con el resto de los taludes de la red. Se pretende que la calificación tenga capacidad de ajuste, que pueda adaptarse a futuros requerimientos (nuevos datos, nuevas limitaciones o exigencias) sin tener que renunciar a los datos alojados en el servidor.

3.4. COSTE Y EFICACIA DE TRATAMIENTOS

La valoración del talud se completa con un módulo de medidas correctoras.

En base a los resultados de la inspección el programa realiza una propuesta automática de actuación. En base a la propuesta el usuario tiene opción de añadir o modificar las actuaciones (tipo y alcance) visualizando en tiempo real los valores iniciales y finales de cada factor y del índice.

3.5. MANUALES Y CURSOS DE FORMACIÓN

La metodología se completa con la elaboración de manuales y cursos de formación teórica y práctica (toma de datos en campo, rutinas de consulta, compatibilidad entre bases de datos, etc.). Los cursos de formación se imparten para los técnicos de las diferentes delegaciones territoriales. La parte teórica se realiza en las instalaciones de la GENCAT y la práctica, en campo.

Se ha hecho el esfuerzo de adaptar la metodología a un inspector que no necesariamente tenga conocimientos en geología o ingeniería geológica. La simplificación de conceptos y la adaptación al perfil de formación y experiencia profesional del inspector ha sido crucial para

la asimilación de la metodología. Se han formado 22 técnicos, que pertenecen a Servicios Centrales y Servicios Territoriales.

4. EXPERIENCIA EN LA APLICACIÓN

La herramienta está en fase de implantación en 311 taludes considerados prioritarios de la red, siendo 233 elementos de inventario evaluados hasta la fecha.

4.1. IDENTIFICACIÓN DE LOS TALUDES A EVALUAR

Los elementos de inventario se identifican a partir de las zonas de incidencia (zonas con llegada de material a las zonas de circulación), se detectan zonas con una repetición anómala de incidencias, segmentando toda la red de carreteras en tramos de 5 km y se calcula la iteración del evento incidencia. En las zonas de mayor concentración se centran los tramos de inspección sistemática.

4.2. CAMPAÑA DE TOMA DE DATOS EN CAMPO Y PROCESADO

Las campañas de toma de datos se han realizado entre diciembre de 2015 y mayo de 2017. Las inspecciones se realizan con personal propio de la DGIM, formado a tal efecto, y pertenecen tanto a los servicios centrales como a los servicios territoriales. Parte de las campañas de inspecciones sistemáticas, se realizaron mediante contratos externos de asistencia técnica.

Para estas tareas se ha dotado a los Servicios implicados en las tareas de toma de datos de campo de dispositivos tipo tableta, hipsómetros y esclerómetros.

4.3. BASES DE DATOS Y SU GESTIÓN

El proyecto está generando una base de datos exportable a Excel, a otros formatos compatibles con gestión (Access, SQL, Oracle, etc.) y programas que trabajan con datos georeferenciados como Google Earth, dispositivos GPS portátiles y AutoCAD.

Con los datos obtenidos se están realizando mapas del estado de la red y otros mapas temáticos que permiten realizar estudios de riesgo combinando; el sistema se encuentra integrado en el SIG del Departamento de TES, que permite la gestión territorial mediante la cartografía de Institut Geològic i cartogràfic de Catalunya, y el resto de sistemas de gestión georreferenciados de la DGIM.

En la actualidad se trabaja con el módulo de presupuestos para evaluar o tratar de prever el coste de las operaciones de mantenimiento según diferentes escenarios.

De los resultados obtenidos hasta la fecha y el conocimiento actual del que disponemos de los índices de estado de los activos geotécnicos evaluados, se ha impulsado un Programa de Actuación que incluye: Plan de choque, Plan de estabilización y mejora y el Plan de modernización y mejora. El plazo de actuación es de 2017-2021 y está presupuestado en 92,96 M€.

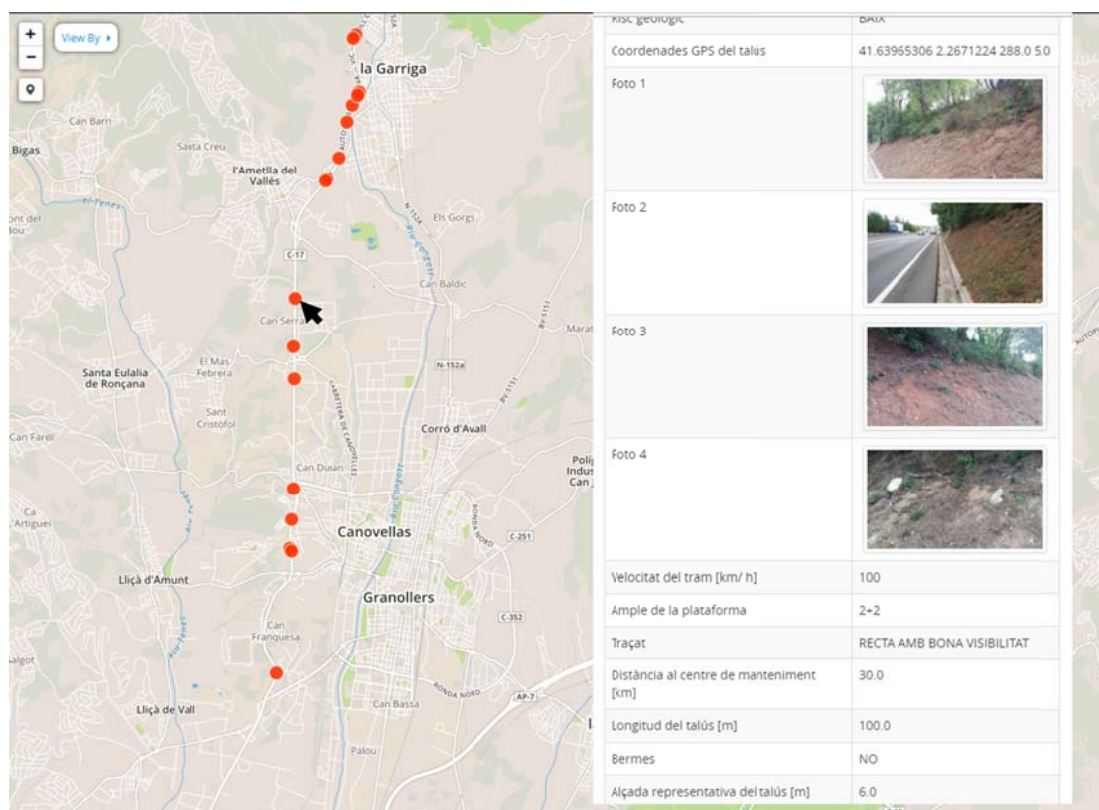


Figura 02. Vista sobre mapa de parte de los taludes inspeccionados de la C-17 y ejemplo de consulta sobre mapa de los datos de un talud. Utilidad integrada en el servidor.

5. ANÁLISIS CRÍTICO

Los beneficios de este medio de gestión se han ido comentando, las limitaciones encontradas han sido los siguientes:

La sectorización del elemento de inventario. Se obtiene una calificación única de un elemento que es diverso y no homogéneo, por lo que al sectorización es determinante a la hora de inventariar.

La dependencia de herramientas informáticas básicas, servidor y software, que generan costes de mantenimiento.

Por otra parte, la automatización del sistema: la automatización en el tratamiento de los datos de los que depende el índice permite la introducción de cualquier valor por parte del inspector, por erróneo que éste sea, dando lugar a un resultado no razonable. Esto ha requerido la realización de ajustes mediante inspecciones de contraste.

Limitación del algoritmo: debe tenerse en cuenta que la metodología presentada ha sido diseñada para las características y condicionantes de los taludes de la GENCAT. Para su utilización fuera de este contexto se requieren diferentes ajustes referidos al nuevo entorno.

Del mismo modo, la metodología está limitada a los taludes en desmonte, se descarta del campo de aplicación de los riesgos o fallos sucesos provenientes de laderas naturales.

6. CONCLUSIONES

La aplicación de este primer nivel de inspecciones ha permitido abordar la evaluación de 233 de los 311 taludes considerados prioritarios de la red, reduciendo los costes de operatividad y mejorando notablemente la calidad de los datos y las posibilidades de gestión de los métodos previamente utilizados.

Los datos obtenidos, tras los calibrados realizados, se consideran representativos del estado de la red. Se destaca la funcionalidad del análisis multifactorial a la hora de conocer los factores que determinan la calificación del talud.

El módulo de presupuesto permite conocer la eficacia de las medidas correctoras y el coste teórico de nuevas medidas de mejora.

La implementación de esta metodología ha permitido por medios simples y software obtener y gestionar una base de datos que contiene información sobre el estado de los taludes de la red.

La toma de datos en el campo con equipos Android permite obtener unos datos georreferenciados, de alto rendimiento y que, al ser desarrollado mediante desplegables, describe el activo, mejora el rendimiento y reduce errores y subjetividad durante la evaluación.

La gestión georreferenciada de los datos de los taludes permite obtener mapas temáticos e itinerarios prioritarios en función del estado de talud.

Por último, la metodología presentada permite generar un historial de mantenimiento de los taludes en la GENCAT. Se pretende que su gestión siga permitiendo identificar situaciones críticas para las condiciones operativas, priorizar intervenciones, estimar costos y crear estrategias de planificación de mantenimiento de la infraestructura vial.

REFERENCIAS

- Bishop, A. W., 1955. The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Géotechnique*, 5: 7. doi:10.1680/geot.1955.5.1.7.
- GEM-15, Geotechnical Engineering Manual. Rock Slope Rating Procedure. 2015. Geotechnical Engineering Bureau: 8-17.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B., 2002. Hoek-Brown failure criterion, Edition (3)
- Marinos, V., Marinos, P., Hoek, E., 2005. The geological strength index: applications and limitations. *Bull Eng Geol Environ* 64: 55–65.
- Morales, T., Uribe-Etxebarria, G., Uriarte, J.A., Fernández de Valderrama, I., 2004. Geomechanical characterisation of rock masses in Alpine regions: the Basque Arc (Basque-Cantabrian basin, Northern Spain). *Engineering Geology*, 71: 343-362.
- Ortega, J.I., Álvarez, E., 2009. Metodología de análisis de taludes y determinación de la susceptibilidad al desprendimiento en la gestión del mantenimiento de la red de infraestructuras lineales en la red de carreteras de la GENCAT". VII Simposio Nacional sobre taludes y laderas inestables. Barcelona: 901-912.
- Recommandation sur le Risques Associés aux Pentres pour les routes, PIARC. 2004. Comité AIPCR Terrassements, Drainage, Couche de Forme (C12): 28.
- Ritchie, A.M., 1963. Evaluation of rockfall and its control". *Highway Research Record*, No. 17: 13-28.
- Pierson, L.A., Gullixson C.F., Chassie R.G., 2001. Rockfall Area Design Guide. Final Report SPR-3(032), Oregon Department of Transportation and Federal Highway Administration, FHWA-OR-RD-02-04.
- Uribe-Etxebarria, G., Morales, T., Uriarte, J.A., Ibarra, V., 2005. Rock cut stability assessment in mountainous regions. *Environ Geol*, 48: 1001-1013.

METODOLOGÍA INTEGRADA PARA LA EVALUACIÓN DE RIESGOS EN LA RED DE CARRETERAS DE GIPUZKOA

J. Corominas¹, O. Mavrouli², Iñaki Ibarbia³, Ioseba Jugo³, Nahikari Alonso⁴, Jon Ruiz⁴, Susana Luzuriaga⁵ y J.A. Navarro⁵

¹ Departamento Ingeniería Civil y Ambiental, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona

² University of Twente, Enschede, Holanda

³ Ikerlur, S.L., Donostia

⁴ LKS Ingeniería, S. Coop., Arrasate/Mondragon

⁵ Diputación Foral de Gipuzkoa-Gipuzkoako Foru Aldundia, Donostia/San Sebastián

RESUMEN

Se presenta una metodología de carácter integrador para evaluar el nivel de riesgo de fallo o rotura en estructuras y taludes anclados, terraplenes, desprendimientos en laderas y desmontes, corrientes de derrubios y deslizamientos que ha sido aplicada a la Red de Carreteras de Gipuzkoa. En la presente comunicación se proporcionan los detalles del cálculo del riesgo para desprendimientos rocosos y estructuras de contención ancladas.

1. INTRODUCCIÓN

Esta metodología tiene como objetivo comparar los niveles de riesgo asociados a elementos dispares como obras de fábrica, estructuras de contención, terraplenes desmontes y laderas naturales mediante un único criterio de evaluación. Consiste en la **evaluación cuantitativa del riesgo (ECR)** en términos de probabilidad de fallo/rotura y sus consecuencias (Fell et al. 2005), en **Puntos de Riesgo (PdR)** seleccionados, localizados en la red de carreteras gestionada por la Diputación Foral de Gipuzkoa.

La **Probabilidad anual de rotura (Pr)** se determina a partir de la frecuencia observada en registros históricos o, alternativamente, a partir de un criterio experto (probabilidad subjetiva) basado en la valoración de los factores que intervienen en la rotura. La **Pr** se determina para cada rango de magnitud considerada y varía según el tipo de fallo. El valor de **Pr** varía entre 0 y 1. Si el número de eventos por año (por ejemplo, desprendimientos rocosos) en un **PdR**, es superior a 1, entonces se trabaja con la frecuencia anual. Cada mecanismo de rotura y magnitud genera un nivel de severidad (intensidad) específico.

Las consecuencias se expresan en **unidades de coste (UC)** normalizadas, para todas las situaciones. El **coste total** es la suma del coste directo y del indirecto. Es función de la severidad de los daños y el número y valor de elementos y servicios afectados. Por este motivo, no se establece un límite superior. El **riesgo total** (pérdidas anualizadas) se obtiene de la suma del producto de la **Pr** (o frecuencia anual) para cada magnitud dada y las consecuencias (coste asociado). Se expresa de la forma siguiente:

$$R_T = \sum_{j=1}^J Pr \cdot C$$

Siendo,

R_T , el Riesgo total anualizado (unidades de coste/año)

Pr , la probabilidad anual de ocurrencia de una rotura/fallo de magnitud j . Probabilidad que una ladera, desmonte, muro o relleno, de unas determinadas dimensiones, pueda romper. En deslizamientos latentes, la probabilidad de una reactivación brusca.

C , las consecuencias (unidades de coste) de la rotura/fallo de magnitud j . Se consideran tanto las directas (limpieza, saneo, estabilización/contención, reposición calzada) como las indirectas por bloqueo de la vía (desvío, afecciones a servicios, aislamiento de población).

Costes indirectos por bloqueo de la vía, vienen dados por la siguiente expresión:

$$C_I = T \cdot (IMD \cdot SD + FA) + IS$$

Siendo:

T : tiempo de bloqueo de la vía (días); IMD : intensidad media diaria de vehículos

SD : sobre coste por desvío; FA : coste por aislamiento de población

IS : coste por interrupción de otros servicios (electricidad, gas, FFCC, ...)

$$SD = \frac{t \cdot s + km \cdot c + p}{UC}$$

donde

t : exceso de tiempo del recorrido por la vía alternativa (h); s : coste hora trabajo (€/h)

km : exceso de longitud de recorrido por la vía alternativa (km)

c : coste carburante (€/km) + peajes: (€)

UC : unidad de coste, utilizada para normalizar los resultados

Si en un mismo **PdR** coexisten más de un peligro, el riesgo debido a cada uno de ellos se calcula por separado y se suma.

2. TIPOS DE PELIGROS CONSIDERADOS

En las Tablas 1 y 2, se detallan los distintos peligros considerados en los **PdR** de la Red de Carreteras de la Diputación Foral de Gipuzkoa y los criterios de evaluación de daños

Notación	Mecanismo	Consecuencia más frecuente
DR	Desprendimiento de rocas	Invasión calzada
CD	Corriente de derrubios	Invasión calzada
EC	Fallo de estructura de contención/ sostenimiento	Rotura de la estructura e invasión de la calzada
RL	Rotura frágil (ladera)	Invasión de la calzada
RP	Rotura frágil (plataforma)	Rotura de la calzada
TP	Rotura relleno	Rotura de la calzada
CT	Consolidación relleno	Asientos - Deformación calzada
DL	Deslizamiento lento	Deformación y/o rotura de la calzada
MC	Rotura Muro de costa	Deformación y/o rotura de la calzada

Tabla 1. Mecanismos de rotura considerados y consecuencias más frecuentes

Notación	Descriptor de intensidad	Daño directo	Evaluación
DR	Volumen	Retirada detrito, saneo, estabilización	CU / m ³
CD	Volumen	Retirada detrito, saneo, estabilización	CU / m ³
EC	Volumen	Retirada detrito, saneo, estabilización	CU / m ³
RL	Volumen	Retirada detrito, saneo, reparación/reconstrucción	CU / m ³ CU x longitud del tramo
RP	Volumen	Retirada detrito, saneo, estabilización	CU / m ³ y/o longitud del tramo
TP	Despl. vertical (velocidad)	Rotura calzada, reposición, estabilización	CU x longitud del tramo
CT	Despl. vertical (velocidad))	rotura calzada, reposición	CU x longitud del tramo
DL	Asiento	Asiento - Deformación calzada	CU x longitud del tramo
MC	Despl. vertical (velocidad)	Rotura y/o deformación de la calzada, su reposición y retirada detrito	CU x longitud del tramo

Tabla 2. Mecanismos de rotura descriptor de intensidad y criterio de valoración de daños. CU: coste unitario

Debido a la limitación de espacio, presentamos ejemplos de **ECR** para dos tipos de peligro: desprendimientos rocosos y la rotura de muros de contención.

3. ECR PARA DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS

Los componentes que caracterizan el peligro son, por un lado, el volumen de la masa desprendida (que condiciona hasta qué punto se interrumpe la vía) y por otro, su probabilidad de ocurrencia o frecuencia. Aunque la vulnerabilidad de los vehículos y de las estructuras depende del tamaño y velocidad (energía cinética) que adquieren los bloques en su caída, en el presente análisis sólo se tiene en cuenta el volumen.

Se consideran los siguientes rangos de volúmenes de desprendimientos rocosos:

A: $<0,5\text{m}^3$; B: $>0,5\text{m}^3$; C: $>5\text{m}^3$; D: $>50\text{m}^3$; E: $>500\text{m}^3$; F: $> 5.000\text{m}^3$

Cada rango de volumen muestra distinta **Pr o** frecuencia (tabla 3). La Tabla 4 presenta un ejemplo de estimación de costes directos en función del volumen desprendido consecuencias.

Clase	Nº eventos	Periodo (años)	años	Frecuencia f_a (eventos/año)	Magnitud (m^3)
A	104	1994-2009	15	6.933	0.05-0.5
B	91	1994-2009	15	6.067	0.5-5
C	24	1994-2009	15	1.600	5-50
D	5	1960-2009	49	0.102	50-500
E	1	1884-2009	125	0.008	500-5000
F				0.003	> 5000

Tabla 3. Clases de magnitud de desprendimientos y sus frecuencias respectivas en la carretera N-634 entre Zarautz y Getaria

	Consecuencias					
Clase	A	B	C	D	E	F
Volumen m^3	$<0,5$	$0,5 < V \leq 5$	$5 < V \leq 50$	$50 < V \leq 500$	$500 < V \leq 5.000$	> 5.000
Interrupción vía	no	No, sólo parcial	sí	sí	sí	sí
Acciones			Paso alternativo + retirada	Interrupción vía + limpieza y saneo talud	Interrupción + limpieza y restitución + saneo intensivo	Interrupción + limpieza y restitución + saneo intensivo
Tiempo bloqueo (días)	0	0	1	5	10	30
Coste (UC)	0,8	1,5	3,9	17,5	117,2	172,4

Tabla 4. Factores que determinan el daño causado por los desprendimientos rocosos en función del volumen y ejemplos de valoración del coste asociado.

Cuando el talud dispone de elementos de estabilización (malla y/o hormigón proyectado) y contención (bulones, anclajes), así como de protección (pantallas y galerías) en toda su extensión, a criterio del usuario, puede plantearse la minoración de la frecuencia anual de caídas. La minoración se establece de la manera siguiente:

$$F_{rc} = \frac{F_r}{10^n}$$

Donde,

F_{rc} es la frecuencia anual de desprendimientos corregida

F_r es la frecuencia anual de desprendimientos obtenida a partir del inventario de eventos

n es el factor de corrección de las tablas 5 y 6

Elemento	Factor de Reducción de la probabilidad de ocurrencia (10^n)					
Clase de magnitud	<1	1-5	5-50	50-500	500-5.000	>5.000
Gunita/ bulones eficaces y extensos	0,50	0,25	0	0	0	0
Gunita o bulones parcialmente	0,25	0,10	0	0	0	0
Muro de recalce/ bulonado	1,0	0,50	0	0	0	0
Malla de cable	0,25	0	0	0	0	0
Malla triple torsión	0,50	0	0	0	0	0
Malla de alambre romboidal de alto limite elástico	1,0	1,0	0,5	0	0	0

Tabla 5. Factor de corrección (n) para el cálculo de frecuencia anual de desprendimientos en taludes/desmontes tratados elementos de contención

Elemento	Factor de Reducción de la probabilidad de ocurrencia (10^n)					
Clase de magnitud	<1	1-5	5-50	50-500	500-5.000	>5.000
Muretes de pie / escollera	0,25	0	0	0	0	0
Muro alto	1	0,50	0	0	0	0
Muro alto/escollera (parcial)	1	0,50	0	0	0	0
Cuneta <5 m	0,20	0	0	0	0	0
Cuneta <5 m con vegetación	0,50	0,10	0	0	0	0
Cuneta >10 m	0,50	0,25	0	0	0	0
Cuneta > 15 m	1,50	1	0	0	0	0
Pantallas <2000KJ	3	1	0	0	0	0
Pantallas >2000KJ	3	2	1	0	0	0
Galería de protección	4	3,5	3	2	1	0

Tabla 6. Factor de corrección (n) para el cálculo de frecuencia anual de desprendimientos en taludes/desmontes tratados con elementos de protección

La aplicación de los factores de corrección indicados en las Tablas 5 y 6 debe realizarse con criterio ingenieril y deberán revisarse una vez se disponga de más casos. Como los elementos

de contención no suelen superponerse, sólo se asigna un único valor. Se procede con el mismo criterio para los elementos de protección. Cuando el talud/desmonte dispone tanto elementos de contención como de protección, el “n” resultante es la suma de los dos factores.

En la aplicación del factor de corrección debe tenerse en cuenta entre otros, lo siguiente: (i) los elementos de contención/protección en los taludes de los PdR pueden no estar distribuidos de forma homogénea por el conjunto del talud y existir partes desprotegidas; (ii) los elementos de contención/protección pueden estar afectados por procesos de envejecimiento (p.e corrosión) o de impactos previos que pueden afectar a su funcionalidad. Por estos motivos, la corrección debe realizarse con un criterio de prudencia.

4. ECR PARA ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

En este apartado se analiza el riesgo derivado de la rotura de muros de hormigón, normalmente anclados al terreno. Debido a las incertidumbres en los parámetros de diseño, en especial de las características resistentes del terreno, no es posible establecer de manera precisa el nivel de seguridad de las estructuras. En la eventualidad de una rotura, las consecuencias son múltiples: daños en la propia estructura, invasión de la calzada por los derrubios y desestabilización de la ladera. Una parte significativa de los costes corresponde a los trabajos de estabilización/refuerzo de la ladera y a la reconstrucción del muro. En carreteras de calzada única, la rotura puede suponer la interrupción de la vía durante semanas o meses.

Altura del muro o estructura (magnitud)	Consecuencias		
	Rotura parcial o muro pequeño	≤ 6 m	> 6 m
interrupción vía	No o solo parcial	sí	sí
Tiempo de bloqueo (días)	2	10	20
Acciones	desescombros + saneo talud	Desescombros + saneo + estabilización + reconstrucción muro + reparación carretera	Desescombros + saneo + estabilización + reconstrucción muro + reparación carretera
Desescombros + saneo (por 10 m) UC	0,9 (V=50m³)	10,3 (V=570m³)	41,0 (V=2.280m³)
Coste reconstrucción muro y reparación carretera (por 10 m)	20,0	44,8	76,3
Coste total (UC) por 10 m	20,9	55,1	117,3

Tabla 7. Daño causado por el fallo de las estructuras de contención / sostenimiento ancladas en función de su altura. Los costes están normalizados considerando un tramo de muro/estructura afectado de 10m de longitud.

El cálculo del potencial de fallo de una estructura de contención anclada en términos de probabilidad requiere el conocimiento de la variabilidad e incertidumbre de cada uno de los parámetros de diseño (p.e. resistencia del terreno, resistencia del contacto entre el anclaje y el terreno, entre otros) a partir de sus distribuciones de probabilidad. La información disponible no permite realizar este tipo de aproximación. Aquí, la Probabilidad de Fallo (**Pr**) se basa en criterio experto (probabilidad subjetiva). Consiste en una modificación de la Metodología del Sistema de Revisión de Anclajes desarrollada por Euroestudios (2004) para la Diputación Foral de Gipuzkoa. En la citada metodología se define un índice de peligrosidad heurístico como suma de los valores asignados a cada uno de los cinco componentes: F.S de proyecto de cada estructura anclada; diseño de los anclajes; evolución de la inestabilidad; proyecto y obra; y existencia o no de instrumentación y control. El índice de Peligrosidad tiene un valor comprendido entre 1 y 5.

En el presente trabajo, se ha definido un nuevo índice de peligrosidad (**IP**) con los mismos factores de Euroestudios (2004) y se ha establecido una relación con la probabilidad de rotura (**Pr**). Debido a que las estructuras tienen una vida útil y están sometidas a procesos de degradación que afectan la funcionalidad a medio-largo plazo, la **Pr** se corrige a partir de los resultados de auscultación (presiones y deformaciones) y/o de los indicadores de daño estructural o de actividad de la ladera.

Estimación de la probabilidad de fallo

En la práctica ingenieril habitual, el criterio de diseño de las estructuras de contención/sostenimiento que disponen de anclajes suele basarse en la determinación del Factor de Seguridad (FS). Si bien raramente el FS tiene su traducción en términos de probabilidad de fallo, un diseño estructural de obras estándar diseñado con un $FS \sim 2$ se le asigna una probabilidad anual de fallo inferior a 10^{-5} ; mientras que con un $FS \sim 1,5$ se le asigna una probabilidad de fallo inferior a 10^{-4} (Silva et al. 2008).

El trabajo de Silva et al. (2008) es la base de la nueva metodología para cuantificar la probabilidad de fallo (ver Figura 1). Un aspecto clave de esta figura es la clasificación de estructuras en función del nivel de diseño ingenieril. La categoría I corresponde a estructuras diseñadas, construidas y gestionadas con los conocimientos más avanzados del estado del arte. La categoría II corresponde a estructuras diseñadas, construidas y gestionadas con las normas estándar. La categoría III son estructuras sin un diseño específico y una construcción o gestión sin seguir los estándares. Finalmente, la categoría IV, son estructuras con poca o nula ingeniería.

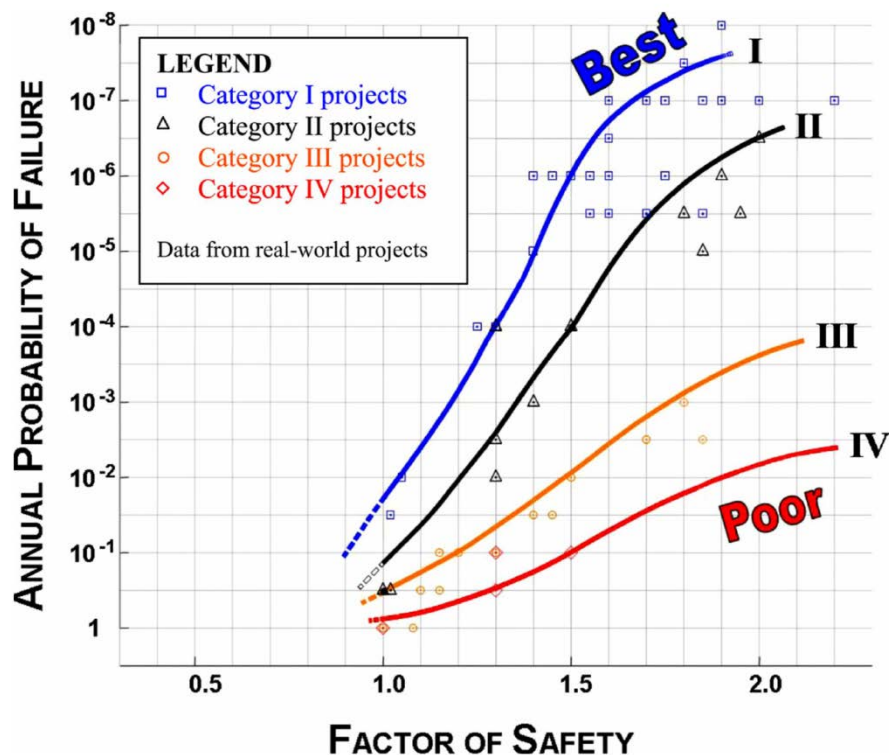


Figura 1. Probabilidad de fallo a partir del Factor de Seguridad, para distintas categorías de proyectos de ingeniería (Silva et al. 2008)

Para calcular el **IP**, hemos utilizado los tres los componentes indicados en la Tabla 8. Estos componentes expresan hasta qué punto la estructura de contención /sostenimiento está en condiciones de cumplir su función con garantías. Los componentes son los siguientes: Factor de seguridad de cálculo (FS), diseño de los anclajes (DA) y existencia de asistencia técnica en la ejecución (PO). IP se define como:

$$I = (FS + DA + PO) / 3$$

siendo

$$DA = (CS + LB + TB) / 3$$

Parámetro		Valor				
		1	2	3	4	5
F.S. de cálculo (FS)		>2	1,55-2,0	1,45-1,55	1,30-1,45	<1,30
Diseño anclajes (DA)	Carga servicio (%L.E)	<55		55-65		>65
	Longitud bulbo	>1,2m/10t		0,8-1,2m/10t		<0,8m/10t
	Terreno bulbo	Roca sana		mixto		Suelo/roca meteorizada
Proyecto y obra (PO)						
Datos sobre anclajes		si		no		no
Asistencia técnica		si		si		no

Tabla 8. Componentes utilizados para definir el índice de peligrosidad (IP)

Los tres componentes de la peligrosidad se les asignan valores comprendidos entre 1 y 5 y se promedian entre sí, obteniéndose el **IP**. Este índice I toma valores comprendidos entre 1 y 5. La relación entre I y la Probabilidad de Fallo se establece con el siguiente criterio (Tabla 9):

Se considera que las estructuras de contención /sostenimiento calculadas con un FS holgado ($>1,5$), un diseño adecuado de los anclajes y una adecuada supervisión técnica en obra, disponen de una probabilidad anual de fallo baja, inferior a 10^{-5} . En el caso de no alcanzar los requerimientos más rigurosos de diseño, la Pr será magnificada convenientemente.

Probabilidad anual de fallo (Pr)	Índice de Peligrosidad
$0,1 < P$	$I > 4,5$
$0,01 < P \leq 0,1$	$3,2 < I \leq 4,5$
$0,001 \leq P \leq 0,01$	$2,6 < I \leq 3,2$
$0,0001 \leq P \leq 0,001$	$2,0 < I \leq 2,6$
$0,00001 \leq P \leq 0,0001$	$1,45 < I \leq 2,0$
$P \leq 0,00001$	$I \leq 1,45$

Tabla 9. Correspondencia entre los valores del índice de Peligrosidad y la Probabilidad de Fallo

Las asignaciones de probabilidades de fallo expresadas en la Tabla 9 deben interpretarse

como resultado del aumento de la incertidumbre sobre el comportamiento de la estructura ante la falta de datos o de trabajos de supervisión. Así, en ausencia de asistencia geotécnica durante la ejecución de los anclajes causa el aumento de la probabilidad de fallo en dos órdenes de magnitud. Esta penalización se justifica por lo siguiente: aunque el proyecto de estructura se haya realizado con un FS holgado y un buen diseño de los anclajes, la falta de seguimiento no permite garantizar que la ejecución se haya realizado conforme a lo proyectado.

El diseño y ejecución adecuados de la estructura debería reflejarse en la ausencia de sobrepresiones en los anclajes y de deformaciones en la estructura y/o terreno. Si por el contrario, el dispositivo de auscultación evidencia un incremento progresivo de las tensiones en los anclajes, la presencia de deformaciones, o la aparición de indicadores de inestabilidad (grietas, basculamiento del muro, etc), debe interpretarse en el sentido que la estructura no está cumpliendo su función de modo satisfactorio, que el sistema no está en equilibrio y que la **Pr** aumenta. Consiguientemente, el muro debería ser objeto de una supervisión más intensa y un nuevo análisis.

Para poner en evidencia esta situación, la **Pr** obtenida en la Tabla 9 se corrige a partir de otros dos parámetros relacionados con la Peligrosidad que son de carácter dinámico (las presiones en los anclajes y las deformaciones en la estructura/terreno y, en ausencia de ellas, el potencial de evolución de la inestabilidad). En el caso que las presiones o las deformaciones no experimenten variaciones debe entenderse que el terreno es estable y/o que la estructura de contención /sostenimiento trabaja correctamente por lo que la **Pr** no varía. El incremento de las tensiones, las deformaciones o la aparición de indicadores de daño estructural debe interpretarse como que la carga de servicio puede agotarse y que aumenta sensiblemente la probabilidad de fallo.

En este caso se han considerado dos situaciones con distinto nivel de prevención: (1) aumento de presiones en las células de carga con deformaciones inapreciables o muy bajas. Si las presiones no sobrepasan el 65% de la carga de servicio, se considera que la estructura no está sujeta a un riesgo inminente de rotura; (2) aumento de las deformaciones en la estructura de contención/sostenimiento y/o en el terreno. En este caso se considera que no se ha alcanzado la condición de equilibrio y que el riesgo de fallo es elevado.

El **IP** se modifica de la siguiente forma (Tabla 10): Si se detecta el aumento sistemático de las presiones en las células de carga sin que sobrepasen el límite del 65% de la carga de servicio (o las deformaciones acumuladas en el muro representen menos del 30% de la deformación máxima del hormigón) o la velocidad de los movimientos es inferior a un promedio de 3mm/a, se incrementa el Índice **IP** en una unidad. En cualquier caso, la estructura debe ser objeto de una revisión exhaustiva. Si no existe información de la auscultación, se utilizará en su lugar, el potencial de evolución de la inestabilidad de la Metodología SRA.

Si la velocidad de los movimientos es superior a un promedio de 3mm/a (o las deformaciones acumuladas en el muro suponen más del 60% de la deformación máxima del hormigón) o se observen indicadores, se incrementará I en dos unidades. Estos indicadores son evidencias de clara inestabilidad. En este caso se interpreta que el muro no está cumpliendo la función de estabilización/contención para el que fue diseñado y que existe el peligro de rotura.

Factor de aumento de IP	Aumento de la carga de servicio	Deformación de la estructura y/o terreno
0,3	Aumento de presión <65% del L.E. en <25% de los anclajes inspeccionados	Deformación <3mm/a
0,5	Aumento de presión <65% del L.E. en 25%-50% de los anclajes inspeccionados	Deformación <3mm/a
0,5	Aumento de presión >65% del L.E. en <25% de los anclajes inspeccionados	Deformación >3mm/a
1,0	Aumento de presión >65% del L.E. en 25%-50% de los anclajes inspeccionados	Deformación >3mm/a
1,0	Estructura sin instrumentar	Sin deformación visible, ni grietas
1,2	Aumento de presión >65% del L.E. en >50% de los anclajes inspeccionados	Deformación >3mm/a
1,2	Estructura sin instrumentar	Con deformación y grietas visibles

Tabla 10. Ajuste del Índice de Peligrosidad a partir de los resultados del dispositivo de auscultación

De la manera como se ha definido la peligrosidad, cada PdR tiene definido un único escenario de riesgo (en función de la probabilidad de rotura y las dimensiones del muro). El cálculo del riesgo deber ser el producto de la probabilidad anual de ocurrencia de dicho escenario por los costes derivados

5. COMENTARIOS FINALES/CONCLUSIONES

El análisis de los riesgos en la red de carreteras derivados de situaciones de naturaleza diversa es un reto. Los fallos/roturas de los elementos analizados como son las obras de fábrica, las estructuras de contención, los terraplenes, los desmontes y las laderas naturales, tienen probabilidades de ocurrencia muy diversa y también lo son las consecuencias que se derivan. Teniendo en cuenta estas circunstancias, hemos desarrollado una metodología con las siguientes consideraciones:

- La comparación de los niveles de riesgo asociados a elementos dispares como obras de fábrica, estructuras de contención/sostenimiento, rellenos, desmontes y laderas naturales se efectúa utilizando un mismo sistema de medida. Por este motivo se determina la evaluación cuantitativa del riesgo (ECR) en términos de probabilidad de fallo/rotura y las consecuencias derivadas del mismo
- El número de tramos a considerar con distintas problemáticas es elevado y los niveles de información muy variables, no permitiendo estimar la probabilidad de fallo con el mismo nivel de fiabilidad. El procedimiento elaborado en el presente documento es específico para cada una de las tipologías de rotura o fallo, y tiene en cuenta el análisis de los factores que de forma directa o indirecta tienen relación con la ocurrencia de la rotura (por ejemplo, episodios de lluvia, deformaciones, tensiones actuantes, criterios de diseño, etc.)
- El análisis de consecuencias ha sido planteado con un doble criterio. Las consecuencias directas, que son específicas para cada tipo de fallo y las consecuencias indirectas que se determinan con el mismo procedimiento en todos los casos. En las consecuencias indirectas, se valoran los costes asociados a desvíos de los usuarios y el aislamiento de las poblaciones.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer a la Diputación Foral de Gipuzkoa-Gipuzkoako Foru Aldundia el apoyo para la realización de este trabajo y la autorización para la publicación de los resultados.

REFERENCIAS

- Euroestudios 2004. Establecimiento de un Sistema de Revisión y Control de una parte de los Anclajes de las Carreteras de la Red Funcional del Territorio Histórico de Gipuzkoa 5-0-36/2002. Tomo 1 de 2. Octubre 2004
- Fell, R., Ho, K.K.S., Lacasse, S. and Leroi, E. 2005. A framework for landslide risk assessment and management. In Landslide Risk Management, Editors O Hungr, R Fell, R Couture and E Eberhardt, Taylor and Francis, London,3-26
- Silva, F., Lambe, W.T. & Marr, W.A. 2008. Probability and risk of slope failure. J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134:1691-1699. ASCE

MODELIZACIÓN DE LA PELIGROSIDAD DE DESLIZAMIENTOS PARA DIFERENTES ESCENARIOS EMPÍRICOS EN EL CANTÁBRICO ORIENTAL

**JAIME BONACHEA^{1*}, JUAN REMONDO¹, VICTORIA RIVAS², ALBERTO
GONZÁLEZ-DÍEZ¹ y JAVIER SÁNCHEZ-ESPESO³**

^{1*}Dpto. de Ciencias de la Tierra y Física de la Materia Condensada
Facultad de Ciencias
Universidad de Cantabria

²Dpto. de Geografía, Urbanismo y Ordenación del Territorio
Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Cantabria

³Dpto. de Ingeniería Geográfica y Técnicas de Expresión Gráfica
Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Cantabria

RESUMEN

El inventario de deslizamientos ocurridos en una zona de estudio del Cantábrico oriental, que abarca desde 1954 hasta la actualidad, su relación con diferentes factores condicionantes y desencadenantes constituyen los datos de partida necesarios para establecer correlaciones estadísticamente significativas, de cara a elaborar escenarios de comportamiento futuro. A partir de la distribución de deslizamientos del pasado reciente y de sus relaciones con los factores condicionantes, se obtienen modelos probabilísticos de susceptibilidad de deslizamientos. Estos modelos de susceptibilidad pueden transformarse en modelos de peligrosidad (probabilidad espacial y temporal). Esta última, puede estimarse por extrapolación de las frecuencias observadas en el pasado o, indirectamente, a partir de la frecuencia de factores desencadenantes capaces de generar un gran número de deslizamientos en momentos concretos. Este trabajo se enmarca dentro del proyecto Esperides, cuyo objetivo es desarrollar, además, modelos de riesgo por deslizamientos con un significado cuantitativo.

1. INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos o movimientos en masa son uno de los procesos naturales más frecuentes a nivel mundial, ocasionando gran cantidad de pérdidas, tanto humanas como económicas. Así, durante el último siglo, las pérdidas económicas en Europa ascendieron a 1700 M\$ mientras que el número de víctimas superó las 16000 (EM-DAT, 2016). Estas cifras suelen estar infravaloradas debido a que este proceso suele estar asociado a otros procesos como las inundaciones o los terremotos.

La problemática creciente originada por este tipo de proceso ha permitido que en las últimas décadas se hayan dedicado importantes esfuerzos al estudio de los deslizamientos (Gutiérrez et al., 2010). Estas investigaciones han estado dirigidas al análisis y cartografía de la susceptibilidad, peligrosidad y riesgo por deslizamientos, herramientas imprescindibles para la puesta en marcha de medidas de mitigación que permitan la reducción de pérdidas humanas y económicas.

Los principales métodos empleados por la comunidad científica para el desarrollo de cartografías de susceptibilidad y peligrosidad de deslizamientos han sido revisados por Pardhesi et al. (2013). La estimación de la probabilidad temporal, en general, se aborda mediante dos tipos de aproximaciones. Por un lado, a partir del establecimiento de la frecuencia observada de ocurrencia de movimientos, de modo que el conocimiento sobre lo acontecido en el pasado es la clave para pronosticar lo que puede suceder en el futuro. Por otro, estimando el periodo de recurrencia de los factores que los desencadenan. En ambos casos, la probabilidad de futuros deslizamientos (frecuencia futura) puede expresarse cuantitativamente de muy diferentes formas (Corominas y Moya, 2008) e incluye tanto la ocurrencia de nuevos deslizamientos como la reactivación de deslizamientos existentes. Independientemente de la aproximación utilizada, es necesario disponer de series temporales completas de deslizamientos que permitan determinar, con precisión, su cronología, su tendencia en el tiempo y la relación causa-efecto con los responsables de las roturas, al modificar el estado de esfuerzos de las laderas.

El proyecto Esperides (Escenarios de Peligrosidad y Riesgo por Deslizamientos), financiado por el Plan Estatal de Investigación 2013, tiene como objetivo final el desarrollo de métodos y técnicas que permitan diseñar futuros escenarios de riesgo por deslizamientos, y así predecir las zonas y los daños futuros ocasionados por ese proceso. Se generarán modelos de susceptibilidad obtenidos sobre la base de los deslizamientos ocurridos en una zona de estudio desde los años 50 hasta la actualidad. A partir de esos modelos se obtendrán, en segundo lugar, modelos de peligrosidad para dos escenarios diferentes de comportamiento futuro.

Esta metodología se están ensayando en una zona del Cantábrico oriental, concretamente en la zona noroccidental de Guipúzcoa (España), en el municipio de Deba, con una extensión 52 km² (Fig. 1). Esta zona, que cuenta con un clima templado oceánico y unas precipitaciones medias anuales de aproximadamente 1500 mm, limita al mar cantábrico a través un acantilado

también afectado por procesos de inestabilidad. Aquí se han producido durante las últimas décadas gran número de movimientos que han provocado daños importantes. Se trata de movimientos superficiales, de pequeñas dimensiones (aproximadamente 500 m²), y con poco desarrollo longitudinal. Dichos movimientos han sido inventariados a partir de diferentes procedimientos (trabajo de campo, documentación, fotografías aéreas, datación absoluta y relativa, etc.).

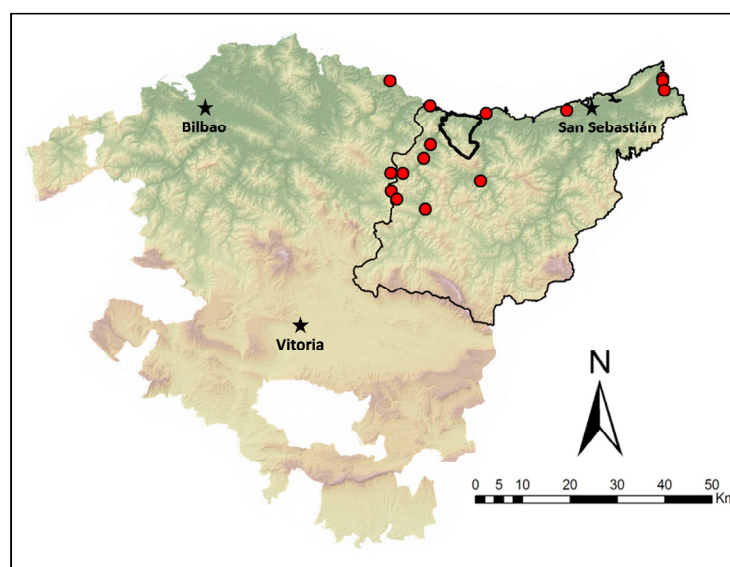


FIGURA 1. Situación del municipio de Deba (provincia de Guipúzcoa) en el País Vasco y localización de las estaciones meteorológicas que han sido utilizadas para este trabajo, al estar más próximas y disponer de una serie más larga y completa de datos.

2. METODOLOGÍA

Un esquema del procedimiento seguido en este trabajo se muestra en la figura 2. El material de partida básico es el inventario cartográfico existente de los deslizamientos producidos en la zona de estudio desde los años 50, hasta la actualidad y que dispone de una periodicidad anual en los últimos 15 años. Dicho inventario consta de un total de 1180 deslizamientos (Fig. 3).

Por otro lado, se tiene un conocimiento exhaustivo de la serie de variables que condicionan la inestabilidad de las laderas. Los factores condicionantes que, de acuerdo con experiencias previas, tienen una mayor influencia en la susceptibilidad a deslizamientos son: las variables geométricas derivadas de los modelos digitales del terreno, las variables relacionadas con la litología y espesor de suelos, y las variables relacionadas con la vegetación o los diferentes tipos de usos del suelo. Para este trabajo, todas las variables han sido rasterizadas con un tamaño de píxel de 25 metros. Las

relaciones estadísticas existentes entre estos factores y los deslizamientos producidos, establecidas a través de Funciones de Favorabilidad (Chung y Fabbri, 1993; Chung y Fabbri, 2008), son la base de los modelos de susceptibilidad. Los modelos de susceptibilidad así generados para todo el área de estudio son reclasificados en valores que van de 1 (mínima susceptibilidad) a 200 (máxima susceptibilidad) (Tabla 1).

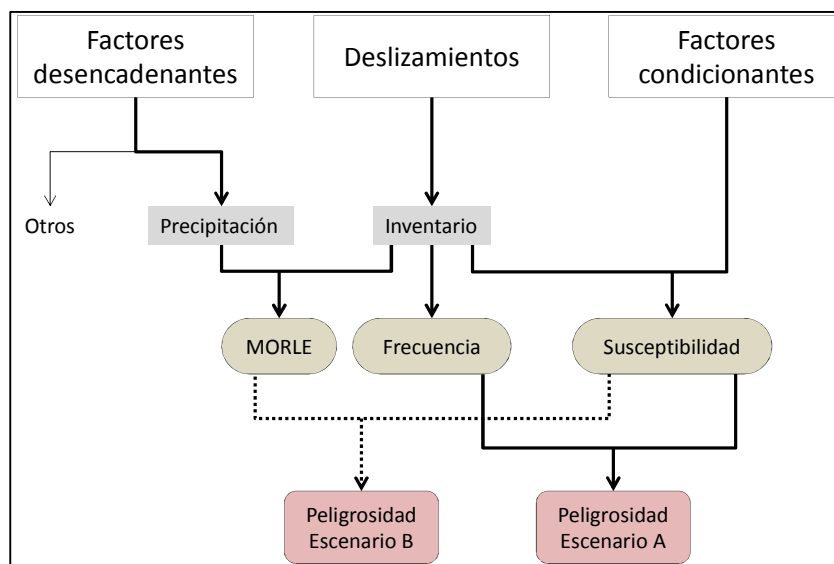


FIGURA 2. Diagrama de la metodología seguida en este trabajo.

El siguiente paso es transformar los modelos de susceptibilidad en modelos de peligrosidad (probabilidad espacio-temporal). Para ello, se considerarán dos escenarios que sirven de muestra para determinar el comportamiento futuro de los movimientos de ladera en esta zona:

Escenario A: a partir de la distribución temporal de los deslizamientos ocurridos en el pasado, es posible obtener la frecuencia de este tipo de proceso para cada uno de los intervalos temporales establecidos en el inventario (Fig. 3). A nivel metodológico, cualquiera de las distintas tendencias así obtenidas podría ser considerada como base para el establecimiento de una posible tendencia futura tal y como se ilustra en Bonachea et al., (2009). En este caso, se ha optado por utilizar el valor promedio correspondiente a todo el periodo estudiado (1954-2015), es decir, el obtenido de dividir el número de movimientos producidos entre el total de años considerados. La tasa media anual de deslizamientos para estos 61 años será el número de deslizamientos que tendrán lugar cada año y, por tanto, el valor utilizado para estimar la probabilidad de ocurrencia en el futuro.

Escenario B: entre los factores desencadenantes que provocan numerosos deslizamientos destacan las precipitaciones excepcionales, la actividad sísmica y las intervenciones humanas. El efecto de la actividad sísmica, analizado en el área de estudio a partir de la

distribución e intensidad de los terremotos en sus proximidades, no parece ser un factor determinante significativo. Por lo que respecta a la actividad humana, aunque hay pocas dudas sobre su elevada y creciente influencia sobre los procesos superficiales, y en especial en los deslizamientos, exceptuando deslizamientos puntuales producidos en el lugar concreto y en el momento preciso de una intervención directa (desmontes de carreteras habitualmente) (Remondo et al., 2005; San Millán et al., 2016), la actividad humana parece tener más bien un papel indirecto, disminuyendo los umbrales necesarios de otros factores responsables de las roturas y/o reactivaciones (Bruschi et al., 2013; Remondo et al., 2015). En esta zona, el principal agente causal son las precipitaciones, por lo que se diseñará un escenario basado en reproducir las condiciones presentes en uno de los MORLE (Multiple Occurrence of Regional Landslide Events) identificados en la zona. De acuerdo con la definición de Crozier (2005), se trata de episodios de ocurrencia de múltiples deslizamientos, cientos o miles, afectando a áreas extensas. El análisis de las precipitaciones sí que ha permitido identificar episodios en los que se ha producido gran cantidad de deslizamientos y flujos de derrubios superficiales, distribuidos de forma generalizada a lo largo de toda la zona de estudio, lo que permite confirmar que las precipitaciones intensas son el principal factor desencadenante en la zona (Bonachea et al. 2016). En este contexto, con este escenario se procederá a la simulación del mayor evento de precipitación ocurrido en la zona, y se calculará su probabilidad considerando su periodo de retorno. Los datos de precipitación proceden de los registros pluviométricos diarios de las estaciones meteorológicas ubicadas en el entorno de la zona de estudio, con series largas y completas, y gestionadas por diversos organismos (AEMET (Agencia Estatal de Meteorología), EUSKALMET (Agencia Vasca de Meteorología) y DFG (Diputación General de Guipúzcoa).

A partir de los modelos de susceptibilidad, y puesto que se conoce el número de deslizamientos que se producen en cada clase de susceptibilidad (1 a 200) así como el lapso temporal en el que se han producido, se puede determinar la probabilidad de ocurrencia, en tantos por uno, de un deslizamiento en el futuro en cada una de las citadas clases (frecuencia futura).

La transformación del modelo de susceptibilidad en modelo de probabilidad espacio-temporal o peligrosidad es inmediata a partir de la relación (1):

$$Pr ob_x = \frac{Nd \times Prop_d}{Npix} \quad (1)$$

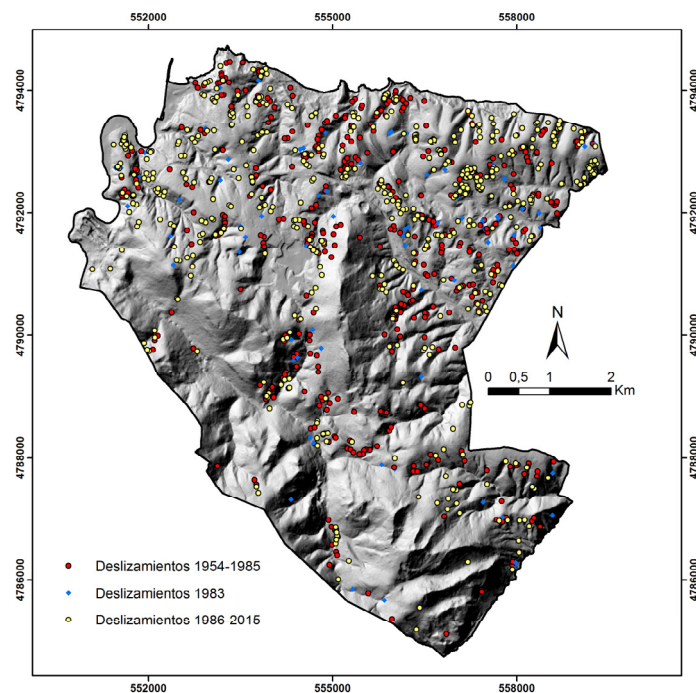
donde,

Prob_x: Probabilidad de que un píxel se vea afectado por deslizamientos en X años

Nd: N° de deslizamientos que se producirán en X años

Prop_d: Proporción de deslizamientos en cada clase

Npix: Número de píxeles existente en cada clase



Año	Fecha realización vuelo	Escala-Resolución	Nº deslizamientos identificados	Frecuencia (Nº/año)
2015	21/06/2015-30/06/2015	25 cm	3	3
2014	16/07/2014-03/10/2014	25 cm	3	3
2013	30/07/2013-04/09/2013	25 cm	8	8
2012	23/07/2012-08/08/2012	25 cm	18	18
2011	19/06/2011-25/06/2011	25 cm	1	1
2010	04/06/2010-01/07/2010	25 cm	9	9
2009	23/04/2009-29/05/2009	25 cm	5	5
2008	27/07/2008-06/10/2008	25 cm	6	6
2007	17/03/2007-06/09/2007	50 cm	0	0
2006	17/07/2006-14/11/2006	25 cm	9	9
2005	02/06/2005-15/07/2005	50 cm	0	0
2004	15/07/2004-28/09/2004	25 cm	4	2
2002	10/09/2002-29/09/2002	25 cm	23	23
2001	01/09/2001-30/09/2001	1 m	2	2
1997	Abril	1/18000	223	56
1993	Abril	1/15000	95	48
1991	Marzo	1/18000	133	22
1985	Junio-Septiembre	1/15000	141	71
1983	Mayo-Junio	1/18000	104	8
1969	Abril	1/15000	109	7
1954	Enero	1/12000	278	??

FIGURA 3. Inventario y frecuencia de deslizamientos en Deba (1954 y 2015). En rojo, los deslizamientos ocurridos hasta 1983 y en amarillo, los posteriores. En azul aparecen los deslizamientos correspondientes al evento de 1983.

3. RESULTADOS

Las relaciones existentes entre deslizamientos y la combinación de distintos factores condicionantes, han permitido generar diferentes modelos de susceptibilidad. De todos los modelos generados, se ha seleccionado el obtenido a partir de la combinación de las variables que ofrecían mejor capacidad predictiva: pendientes, orientaciones de ladera, elevaciones, litología, espesor de regolito, vegetación y/o usos de suelo. Se ha llevado a cabo una doble validación utilizando como base los deslizamientos ocurridos hasta 1985 (632 eventos) y contrastando con los ocurridos con posterioridad a esa fecha (548 eventos), y viceversa. En trabajos anteriores de los autores, se presentan otros ejemplos de análisis de la susceptibilidad en el noroeste de España (Remondo et al., 2008; Bonachea et al., 2009). Se han considerado dichos intervalos por abarcar un periodo de tiempo similar (30 años). La capacidad de predicción para ambos intervalos es similar, lo cual justifica la utilización de cualquiera de los dos modelos de susceptibilidad, 1954-1985 y 1991-2015, como base para obtener los modelos de peligrosidad. En este trabajo se utilizará el modelo de susceptibilidad generado con los deslizamientos inventariados entre 1954 y 1985.

La distribución empírica de los deslizamientos en cada clase, del modelo de susceptibilidad se ajusta a la ecuación: $y = 0,0182e^{-0,02x}$ tal y como se muestra en la figura 4. A partir de los datos de la tabla 1, se transforman dichos valores en probabilidad espacio temporal o peligrosidad, de acuerdo con los escenarios considerados.

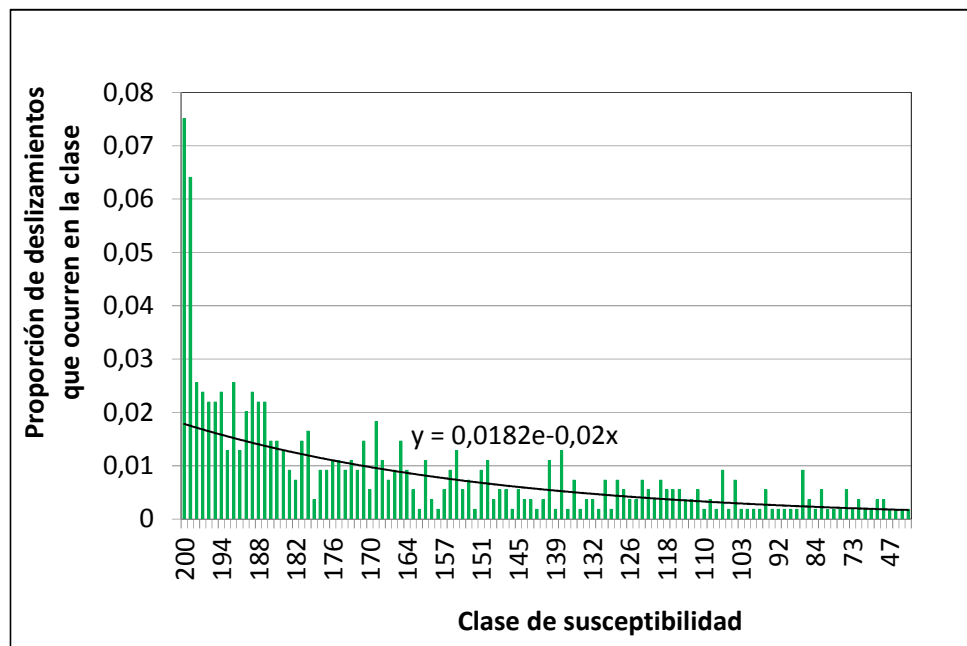


FIGURA 4. Distribución de la proporción de deslizamientos por clase de susceptibilidad y ecuación de ajuste.

Modelización de la peligrosidad, Escenario A:

La serie temporal de 1180 movimientos registrada en 61 años para toda la zona de estudio (Fig. 3) muestra una disminución en la frecuencia desde la década de los años 90 del pasado siglo, invirtiéndose la tendencia de aumento observada en trabajos anteriores (Remondo et al., 2008).

La frecuencia media obtenida para todo el periodo es de 20 deslizamientos anuales. Es decir, de acuerdo con este escenario y suponiendo una ocurrencia de eventos similar, en los próximos 10 años se generarán 200 deslizamientos, 1000 deslizamientos en los próximos 50 años y 10000 movimientos en 500 años. Teniendo en cuenta que la superficie media de cada movimiento es de unos 500 m², aproximadamente 1 pixel (25 x 25 metros), la superficie deslizada en 10, 50 y 500 años equivale a 200, 1000 y 10000 píxeles, respectivamente. Aplicando la ecuación (1) se transforma cada clase de susceptibilidad espacial en valores de probabilidad temporal, para 10, 50 y 500 años (Tabla 1).

Los resultados obtenidos (Tabla 1; Fig. 5) ponen de manifiesto que, de acuerdo con el escenario A, la probabilidad de que un pixel, en la zona más susceptible, se vea afectado por deslizamientos en los próximos 10, 50 y 500 años, sería de aproximadamente 9×10^{-3} , 45×10^{-3} y 0,45, respectivamente; o lo que es lo mismo 0,9%, 4,5% y 45%. Ello significa que en los próximos 500 años, casi la mitad de los píxeles más susceptibles se verían afectados por deslizamientos.

Modelización de la peligrosidad, Escenario B:

A partir de las precipitaciones, se ha procedido a identificar y caracterizar los eventos de lluvia extraordinaria que, por su carácter excepcional, son los principales desencadenantes de deslizamientos. Se han identificado seis eventos (MORLE), producidos por precipitaciones intensas en las siguientes fechas: 12-19 de octubre de 1953, 21-28 de agosto de 1983, 18-19 de julio de 1988, 2-13 de octubre de 1992, 23-29 de agosto de 2002 y 5-8 de noviembre de 2011 (Bonachea et al., 2016; Rivas et al., 2016; Remondo et al., 2017). De los 6 episodios MORLE, el ocurrido en 1983 es, con diferencia, el más significativo. Las precipitaciones de agosto de 1983 fueron en su momento consideradas como extraordinarias tanto por la cantidad total de agua recogida y su intensidad, como por la extensión de la zona afectada. La génesis del fenómeno corresponde a la formación de nubosidad muy compacta de gran desarrollo vertical, producido con una celeridad impresionante, asociado a una situación de gota fría. Aunque no existen datos de resolución horaria para la zona de estudio, en otras zonas próximas hay constancia de que, la parte fundamental de la precipitación se produjo en dos tormentas muy intensas y de corta duración, por lo que se califica el episodio como claramente de tipo torrencial. Los datos históricos existentes revelan que el periodo de retorno de este episodio es superior a 500 años (Álvarez-Usabiaga, 1983; Diputación Foral de Vizcaya, 1984).

Clase	N° píxeles (<i>N_{pix}</i>)	Proporción Deslizamientos en la clase (<i>Prop_d</i>)	Escenario A			Escenario B
			Prob. Pixel afectado por deslizamiento en 10 años (<i>Prop₁₀</i>)	Prob. Pixel afectado por deslizamiento en 50 años (<i>Prop₅₀</i>)	Prob. Pixel afectado por deslizamiento en 500 años (<i>Prop₅₀₀</i>)	Prob. Pixel afectado por MORLE- 1983 (<i>Prop₅₀₀</i>)
200	403	0,0182	0,009025	0,045125	0,451255	0,00638
199	402	0,0178	0,008882	0,044408	0,444081	0,00623
198	414	0,0175	0,008457	0,042287	0,422866	0,00608
197	403	0,0171	0,008516	0,042582	0,425820	0,00589
196	401	0,0168	0,008370	0,041851	0,418511	0,0059
195	406	0,0165	0,008110	0,040550	0,405497	0,00563
194	403	0,0161	0,008016	0,040078	0,400783	0,00569
193	407	0,0158	0,007784	0,038918	0,389176	0,00541
192	396	0,0155	0,007827	0,039137	0,391365	0,00541
191	411	0,0152	0,007400	0,036998	0,369984	0,00525
190	406	0,0149	0,007349	0,036745	0,367452	0,00534
...
10	403	0,0004	0,000202	0,001011	0,010108	0,00014
9	406	0,0004	0,000197	0,000983	0,009833	0,00014
8	411	0,0004	0,000191	0,000953	0,009525	0,00013
7	401	0,0004	0,000191	0,000956	0,009555	0,00013
6	409	0,0004	0,000184	0,000919	0,009194	0,00013
5	404	0,0004	0,000182	0,000911	0,009113	0,00012
4	358	0,0004	0,000202	0,001009	0,010090	0,00012

Tabla 1. Número de píxeles en cada clase de susceptibilidad, proporción de deslizamientos que ocurren en cada clase de susceptibilidad y probabilidad de que un píxel se vea afectado por deslizamientos en 10, 50 y 500 años, según el escenario A. Probabilidad de que el píxel quede afectado por un evento similar al MORLE de 1983 con un periodo de retorno de 500 años según el escenario B.

Durante dicho episodio, en toda la zona de estudio, se identificaron 141 deslizamientos. Por ello, este escenario considera que, al menos una vez en 500 años, se reproduzca un evento similar al de agosto de 1983, esto es, ocurran 141 deslizamientos en un único episodio. Los datos obtenidos para el escenario B, se representan en la Tabla 1 y figura 5.

De acuerdo con el escenario B, la máxima probabilidad de ocurrencia de que un píxel se vea afectado por un evento similar al de 1983 (periodo de retorno de 500 años), sería de $6,3 \times 10^{-3}$ (Fig. 5; Tabla 1), valor muy próximo a la probabilidad en el escenario A, para un episodio a 10 años.

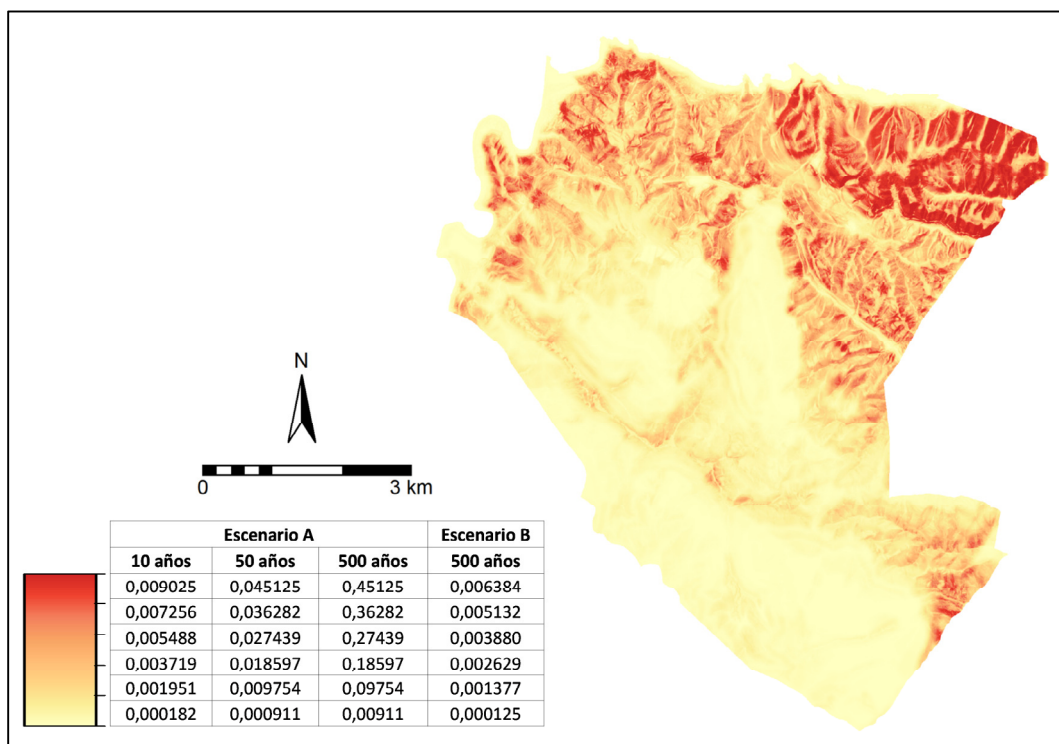


FIGURA 5. Modelo de peligrosidad a 10, 50 y 500 años (Escenario A) y 500 años (Escenario B).

Cabe recordar, que a diferencia del escenario A, en el escenario B, la probabilidad de que un píxel se vea afectado por deslizamientos en los próximos X años, tiene un sentido diferente. En el escenario B, sólo se contempla el que se produzca un único episodio MORLE en 500 años, similar al de 1983, el cual genere 141 movimientos. En el escenario A, se estima que se produzcan 10000 deslizamientos en los próximos 500 años, como consecuencia de numerosos eventos de precipitación, entre otros factores desencadenantes. Por tanto, la peligrosidad es mayor en el escenario A que en el B.

4. CONCLUSIONES

El inventario cartográfico de deslizamientos, en el municipio de Deba, que abarca desde los años 50 hasta la actualidad, ha permitido detectar, en los últimos años, una disminución del número de deslizamientos así como seis episodios de ocurrencia múltiple (MORLE).

Se ha elaborado un modelo de susceptibilidad que permite identificar aquellas zonas más propensas a sufrir deslizamientos o de mayor probabilidad espacial.

Sobre la base de la frecuencia media de deslizamientos en los últimos 61 años y del episodio de deslizamientos más intenso, registrado en 1983, se han definido dos escenarios de peligrosidad, directos e indirectos. Para el escenario directo (A), se estiman probabilidades máximas de ocurrencia de deslizamientos de 9×10^{-3} , 45×10^{-3} y 0,45 en 10, 50 y 500 años. Y para el indirecto (B), se ha asumido un periodo similar al periodo de retorno de las lluvias que produjeron el evento catastrófico de 1983, 500 años. Se estima una probabilidad máxima de ocurrencia de un evento de deslizamientos de las mismas características de $6,3 \times 10^{-3}$.

Dichos escenarios no deben considerarse, evidentemente, como predicciones perfectas del futuro. Simplemente tratan de establecer posibles situaciones futuras, caso de que determinadas tendencias se mantengan. La toma de datos adicionales de frecuencias deslizamientos, para periodos posteriores al último analizado, ayudará a determinar con mayor precisión los escenarios que se proponen para el futuro. Además, conviene resaltar que dichas predicciones (escenarios futuros) presentan una incertidumbre tanto mayor, cuanto más largo sea el periodo para el cual se hacen, ya que algunos de los factores que influyen en el proceso pueden variar con el tiempo (especialmente los relacionados con la gestión del territorio o el cambio global). Con el procedimiento desarrollado se pueden generar diferentes escenarios de acuerdo con las necesidades que se planteen. Los resultados obtenidos contribuirán a generar modelos de riesgo más realistas, a partir de los cuales se puedan desarrollar planes de ordenación territorial e implementar herramientas de mitigación, encaminadas a reducir las consecuencias causadas por los procesos de ladera en un contexto de cambio climático.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad, España (Plan Estatal de Investigación Científica y Técnica y de Innovación 2013-2016, proyecto ESPERIDES, CGL2013-46425-P).

REFERENCIAS

- Alvarez-Usabiaga, J.I., 1983. Informe técnico elaborado por el centro meteorológico zonal de San Sebastian (antiguamente centro meteorológico del golfo de Vizcaya) sobre las precipitaciones registradas durante los días 26 y 27 de agosto de 1983 en el área geográfica dependiente de este centro. Inédito, 42p.
- Bonachea, J., Remondo, J., Díaz de Terán, J.R., González-Díez, A., and Cendrero, A., 2009. Landslide risk models for decision making. *Risk Analysis*, 29(11): 1629-1643.
- Bonachea, J., Remondo, J., Rivas, V., Sánchez-Espeso, J., Bruschi, V.M., Cendrero, A., Díaz de Terán, J.R., Fernández-Maroto, G., Gómez-Arozamena, J., González-Díez, A. and Sainz, C., 2016. Desarrollo de escenarios de peligrosidad y riesgo por deslizamientos (proyecto Esperides).

- In: J.J. Durán, M. Montes, A. Robador and Á. Salazar (Editors), Madrid: Instituto Geológico y Minero de España, *Actas de la XIV Reunión Nacional de Geomorfología*, Málaga, pp. 205-212.
- Bruschi, V.M., Bonachea, J., Remondo, J., Gómez-Arozamena, J., Rivas, V., Barbieri, M., Capocchi, S., Soldati, M. and Cendrero, A., 2013. Land Management Versus Natural Factors in Land Instability: Some Examples in Northern Spain. *Environmental Management*, 52 (2): 398-416.
- Chung, C.F. and Fabbri, A., 1993. The representation of geoscience information for data integration. *Nonrenewable Resources*, 2(2): 122-139.
- Chung, C.F. and Fabbri, A., 2008. Predicting future landslides for risk analysis-spatial models and cross-validation of their results. *Geomorphology*, 94(34): 438-452.
- Corominas, J. and Moya, J., 2008. A review of assessing landslide frequency for hazard zoning purposes. *Engineering Geology*, 102(3-4): 193-213.
- Crozier, M.J., 2005. Multiple-occurrence regional landslide events in New Zealand: hazard management issues. *Landslides*, 2: 247-256.
- Diputación Foral de Vizcaya., 1984. Lluvias torrenciales. Agosto 1983. Cuantificación de la catástrofe. Bilbao, 261 p.
- EM-DAT., 2016. The OFDA/CRED International Disaster Database. www.em-dat.net - Université Catholique de Louvain - Brussels-Belgium.
- Gutiérrez, F., Soldati, M., Audemard, F. and Bălteanu, D., 2010. Recent advances in landslide investigation: Issues and perspectives. *Geomorphology*, 124: 95-101.
- Pardeshi, S.D., Autade, S.E. and Pardeshi, S.S., 2013. Landslide hazard assessment: recent trends and techniques. *SpringerPlus*, 2, 523.
- Remondo, J., González-Díez, A., Soto, J., Díaz de Terán, J.R. and Cendrero, A., 2005. Human impact on geomorphic processes and hazards in mountain areas. *Geomorphology*, 66:69-84.
- Remondo, J., Bonachea, J. and Cendrero, A., 2008. Quantitative landslide risk assessment and mapping on the basis of recent occurrences *Geomorphology*, 94:496-507.
- Remondo, J., Bonachea, J., Rivas, V., Bruschi, V.M., Gómez-Arozamena, J., Díaz de Terán, J.R. and Cendrero, A., 2015. Evidencias del antropoceno en el cantábrico oriental. En: J.P. Galve, J.M. Azañón, J.V. Pérez Peña and P. Ruano (Editors), Madrid: Instituto Geológico y Minero de España, *XIV Reunión Nacional de Cuaternario*, Granada, pp. 263-266.
- Remondo, J., Bonachea, J., Rivas, V., Sánchez-Espeso, J., Bruschi, V.M., Cendrero, A., Díaz de Terán, J.R., Fernández-Maroto, G., Gómez-Arozamena, J., González-Díez, A. and Sainz, C., 2017. Landslide hazard scenarios based on both past landslides and precipitation. World Landslide Forum 4. Ljubljana, Slovenia: (en prensa).
- Rivas, V., Remondo, J. and Bonachea, J., 2016. Análisis de las relaciones entre precipitación y actividad de deslizamientos en el pasado reciente (NO Guipúzcoa). *Geo-Temas*, 16(1): 633-636.
- San Millán, E., González-Díez A. and Fernández-Maroto, G., 2016. Influencia de las precipitaciones en ocurrencia de movimientos de ladera en Cantabria. In: J.J. Durán, M. Montes, A. Robador and Á. Salazar (Editors), *Actas de la XIV Reunión Nacional de Geomorfología*, Málaga, pp. 265-272.

PROPUESTA DE UNA METODOLOGÍA PARA LA OBTENCIÓN DE UN MODELO DE RIESGO ESPECÍFICO DE DESPRENDIMIENTOS DE ROCA EN ESPACIOS NATURALES

ALEJANDRO LARA HIDALGO, ALBERTO GONZÁLEZ-DÍEZ

Dpto. Ciencias de la Tierra y Física de la Materia Condensada. Facultad de Ciencias.
Universidad de Cantabria. Avd. de Los Castros s/n 39005, Santander.

RESUMEN

En el presente trabajo se presenta una aproximación metodológica para la construcción de mapas de riesgo específico por alcance de rocas desprendidas, en espacios naturales. Estos modelos permiten al gestor llevar a cabo una delimitación de los lugares adecuados para su uso y disfrute; indicando el tipo de conflicto que puede surgir, así como su magnitud. Para testar la metodología se ha elegido el deslizamiento de Sebrango (Liébana, Cantabria), que aun estando limitado el acceso por su grado de actividad, recibe anualmente centenares de visitantes. En este trabajo, se emplean diferentes tipos de herramientas (técnicas de campo, tratamiento de imagen, Sistemas de Información Geográfica, modelos bidimensionales de propagación de caídas) que de manera conjunta permiten capturar los datos necesarios para la confección de modelos de riesgo específico. Los modelos construidos (amenaza, vulnerabilidad y riesgo específico) ofrecen una radiografía de la problemática ocasionada por los desprendimientos, permitiendo, proponer medidas para su mitigación.

1. INTRODUCCIÓN

Los espacios naturales protegidos s.l. se han convertido en una pieza fundamental de la explotación turística del territorio. La presencia en dichos espacios de procesos naturales activos, como desprendimientos de tierras o cualquier otro tipo de movimiento de ladera, terremotos, vulcanismo, etc., constituye una pieza importante para el reclamo turístico del lugar, especialmente si ha sufrido episodios paroxismales, recientemente. Uno de los principales problemas que presenta la gestión sostenible en dichos casos es el de disponer de herramientas que faciliten su gestión. Estas herramientas tienen que indicar, no sólo cuáles son las zonas peligrosas, sino cómo es la dinámica del proceso o cómo ocupar el territorio. El análisis de riesgos naturales es una herramienta de gestión ambiental que permite responder a dichas preguntas (UNDRO, 1991), así como proponer medidas de mitigación para minimizar los efectos producidos por estos procesos sobre los potenciales usuarios del espacio. Los daños producidos por los procesos de inestabilidad de laderas (Hung et al., 2014), conllevan un importante impacto económico (Bonachea et al., 2006), así como dificultades en su evaluación, dado que suelen localizarse en sistemas montañosos, con grandes dificultades de acceso, e

importantes desniveles, donde la toma de información está reñida con la seguridad de los científicos durante la captura de datos. En este tipo de ambientes, juegan un papel primordial las herramientas de tratamiento de imagen, teledetección *s.l.*, puesto que permiten auscultar zonas inaccesibles desde posiciones seguras, fuera de la ladera. La simulación de desprendimientos ha desarrollado un notable avance en los últimos años (Bassato et al., 1985; Bozzollo y Pamini, 1986; Descouedres y Zimmermann, 1987; Pfeiffer, 1995; Stevens, 1998; Jones et al., 2000; Guzzetti et al., 2002), y especialmente utilizando Sistemas de Información Geográfica o SIG (Yilmaz et al., 2008). Aplicando dichas técnicas es factible desarrollar modelos de peligrosidad (Evans y Hungr, 1993; Keylock y Domaas, 1999; Abellán, 2003) que sirvan de base para ulteriores análisis de riesgo específico, y mediante los mismos desarrollar instrumentos para la gestión del espacio. En el presente trabajo se presenta una aproximación metodológica para la construcción de mapas de riesgo por alcance de rocas desprendidas en un espacio natural. Estos modelos permiten a su gestor llevar a cabo una correcta planificación del uso sostenible del mismo; delimitando los lugares adecuados para su disfrute, e informando del tipo de conflicto que puede surgir, así como de la frecuencia y su magnitud.

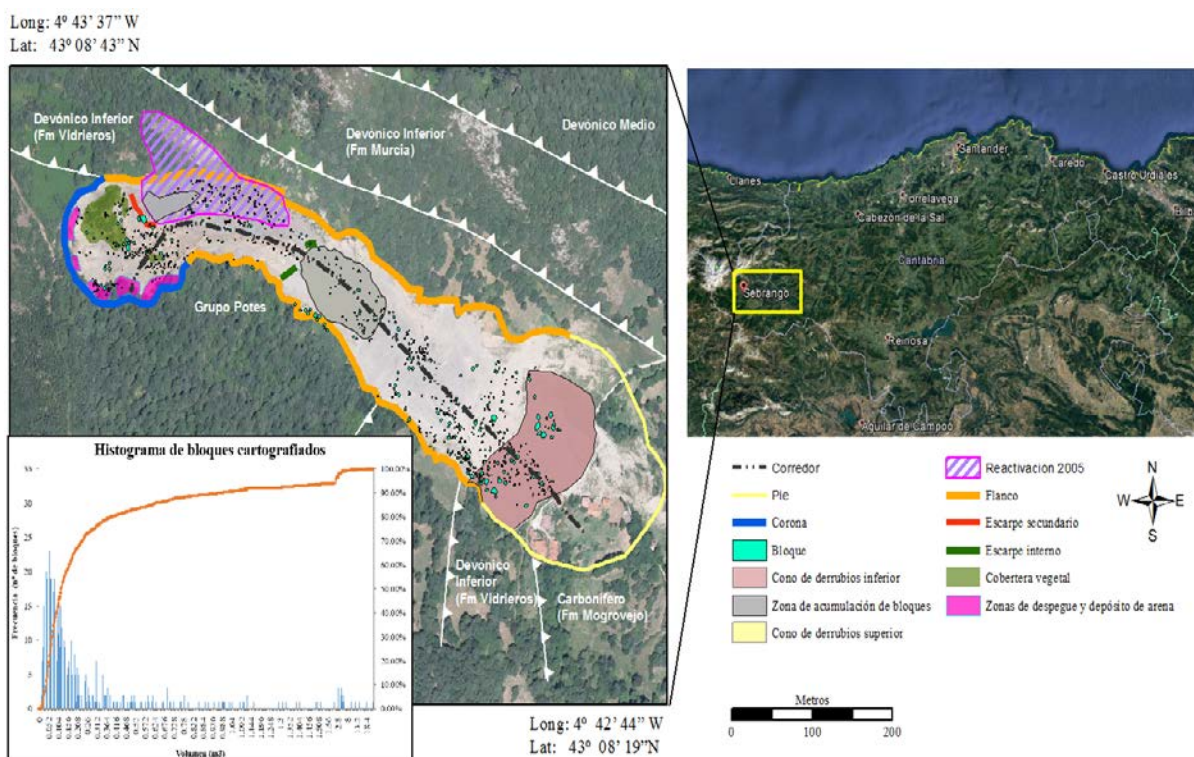
2. AREA DE ESTUDIO

Una amplia descripción del medio físico del área de estudio se puede consultar en González-Díez, et al. (2014, 2016). No obstante, las principales características del área de estudio para entender este trabajo se describen a continuación. Desde un punto de vista geográfico (Fig. 1), la zona de estudio se sitúa en el Macizo Oriental de Picos de Europa (ayuntamiento de Camaleño, Liébana, Cantabria), entre las coordenadas de Longitud: 4°43'37" W – 4°42'44" W y Latitud: 43°08'43"N- 43°08'19"N. Las cumbres se localizan en Peña Vieja (2.613 m.s.n.m) y están conectadas con los puertos de montaña de Pembes (Peña Oviedo y otras colinas situadas entre 1500-1000 m.s.n.m) por un desnivel de hasta 50° de inclinación. Desde esta superficie colgada, las laderas caen de nuevo bruscamente hacia el río Deva (574.m.s.n.m) con pendientes de alrededor de 30°. Y es en ese tramo donde se localiza el deslizamiento de Sebrango, que afecta a la aldea que le da nombre (695 m s.n.m.); alcanzando los alrededores de la localidad de Los Llanos, emplazada junto al cauce del río.

La zona afectada por el deslizamiento está construida sobre materiales paleozoicos (Silúrico, Devónico y Carbonífero) correspondientes a la Unidad de Pisuerga-Carrión. Esta unidad se divide en dos elementos: el inferior (formaciones Gustalapedra-Cardaño, Murcia y Vidrieros) compuesto por pizarras pardas, lutitas negras; areniscas y calizas nodulosas; y el superior (Grupo Potes) formado por lutitas oscuras, areniscas lenticulares con conglomerados silicio-carbonatados, calizas compactas estratificadas con una gran discontinuidad lateral y olistolitos de calizas y cuarcitas. Desde un punto de vista estructural, estos materiales están construyendo grandes estructuras de plegamiento de dirección E-W que a su vez están replegadas. El grado de deformación propició que las unidades estén afectadas por diferentes familias de fracturas, apareciendo algunas estructuras mayores como planos de cabalgamiento con orientación similar a los pliegues mayores anteriormente descritos. Sobre los materiales del substrato aflora una cubierta formada por depósitos de tilt y de ladera, con un espesor irregular. Los depósitos de tilt están compuestos por una proporción similar de bloques y gravas irregulares de tamaños heterométricos englobados en una matriz de arena y arcilla. En las zonas más bajas del relieve

estos depósitos aparecen retrabajados por procesos de ladera. Los depósitos de ladera están compuestos por bloques y gravas con tamaños heterométricos, de diferente naturaleza, incluidos en una matriz limosa y arcillosa. Por encima de estos depósitos aparecen suelos, fundamentalmente leptosoles con espesores en torno a 10 cm.

La zona elegida para realizar el análisis es peculiar puesto que, tras la última fase paroxismal, los terrenos y los bienes allí expuestos fueron expropiados a sus propietarios, tras el pago de indemnizaciones; por lo que el único “bien” que puede estar expuesto es aquel transeúnte que, desobedeciendo las limitaciones impuestas por las autoridades, pretende visitar dicha zona, y entrar en el área de actuación de los desprendimientos. Al nivel del presente trabajo, cualquier transeúnte tiene la misma probabilidad de situarse en un punto del espacio afectado por la amenaza (área de actuación del desprendimiento). En cualquier caso, se tiene constancia de que en los últimos 3 años, se han registrado 7 reactivaciones por desprendimientos que han afectado a la cabecera del deslizamiento. Cuatro de ellas tras la fase de junio de 2013 (entre el otoño de 2013 y la primavera 2014). Dos reactivaciones más se registraron en 2015 y otra a principios de 2016.



3. METODOLOGÍA

En este trabajo se han empleado diferentes tipos de herramientas (Lara-Hidalgo, 2016) tanto

de campo, como de gabinete (tratamiento de imagen, modelos de propagación de desprendimientos, SIG). Tras un detallado análisis de campo que comprende la toma de datos de variables de tipo geológico; se llevó a cabo una evaluación de la zona mediante el uso de técnicas de tratamiento de imagen y fotogrametría digital, en el entorno de una Estación Fotogramétrica Digital (EFD); empleando diferentes programas (Erdas y SocetSet). Se utilizaron imágenes aéreas procedentes de vuelos del Gobierno de Cantabria correspondientes a los años 2010, 2013 y 2014, con cuatro bandas (rojo, verde, azul e IR-cercano), con una resolución de 10 cm. Mediante las mismas, se completó la base de datos geomorfológica del deslizamiento, tomando especial relevancia los rasgos relativos a los desprendimientos (zonas de despegue, corredores, zonas de acumulación y tamaño de los bloques encontrados en la ladera afectada). Las imágenes georreferenciadas propiciaron la elaboración de modelos digitales del terreno de alta resolución dentro de la EFD. Alguno de estos corredores está representado por más de 6.500 puntos X, Y, Z tomados de los MDE. Posteriormente, la geometría de los diferentes corredores de desprendimientos identificados se volcó a un programa para la modelización de caídas de rocas (RocFall, Rocscience V5.) siguiendo la propuesta de Piteau y Clayton (1976); Hoek (1987); RocScience, 2003, 2016); donde se elaboraron diferentes modelos bidimensionales de propagación de caídas. Además de los datos geométricos de todos los corredores se ha tenido en cuenta el tipo de recubrimiento que aparece a lo largo de los mismos, con el fin de incorporar a la simulación los coeficientes de restitución normal y tangencial de dichas superficies. Éstos han sido obtenidos de la literatura (Azzoni, 1995; Peng, 2000). Como condición de contorno, se ha considerado que la velocidad (horizontal y vertical) de partida de los bloques lanzados es cero, y que en cada simulación se lanzan 100 bloques. Los modelos obtenidos permitieron conocer los lugares más frecuentes de paso de los tamaños de bloque simulados, así como la energía de los mismos. Posteriormente, dentro del SIG (ArcGis) se generaron los correspondientes modelos de susceptibilidad, amenaza, vulnerabilidad y riesgo específico.

En este trabajo se ha tenido en cuenta el concepto de riesgo propuesto por UNDRO (1991) que contiene las componentes: amenaza o peligrosidad (A), exposición (E) y vulnerabilidad (V); de manera que el riesgo es el resultado de la combinación de estos tres factores $R=f\{A,E,V\}$. Existen diferentes propuestas de tipo probabilístico, expresadas en términos de probabilidad condicionada, para la evaluación de la amenaza (Morgan et al., 1992; Chung y Fabbri, 1993; Remondo 2001; Corominas, 1988; Fabbri y Chung, 2004; Corominas et al. 2005; Ferrer y García López, 2005; Bonachea 2006). En este trabajo la amenaza se evaluó combinando los resultados de analizar la susceptibilidad (potencialidad de un territorio para generar, facilitar o propiciar la existencia de desprendimientos, a través de sus factores condicionantes: litología, agua, pendientes, curvaturas del relieve, insolación, etc.) con los de probabilidad temporal (frecuencia del paso de estos bloques). La vulnerabilidad se entiende como el grado de pérdida que sufre un elemento expuesto como consecuencia de la acción de una roca desprendida. Con el fin de expresar el riesgo de manera más simplificada se ha excluido el valor de los daños causados en el bien y se ha empleado la expresión del riesgo específico (Remondo, 2001; Bonachea, 2006). En esta consideración del riesgo se tiene en cuenta la amenaza producida por el fenómeno natural y el daño que puede ser producido por dicha amenaza exclusivamente. Así:

$$R_s = Prob\{(G|D)|F_c\} * Prob\{D|F_c\} \quad (1)$$

en donde el riesgo específico (R_s) son las pérdidas anuales en el valor del elemento; $Prob\{(G|D)|F_c\}$ es la probabilidad condicionada de que un elemento sea golpeado (G) con una determinada energía, si al pixel (p) llega un bloque desprendido (D), dado que se han identificado una serie de factores condicionantes (F_c) en el mismo. Lógicamente, este término equivale a la vulnerabilidad (V). Por otra parte, $Prob\{D|F_c\}$ es la probabilidad de ocurrencia (de llegada al pixel (p),) de un futuro bloque desprendido, dado que en él existen factores condicionantes que indican que esto puede suceder; este término equivale a la peligrosidad o amenaza (A). Esta última probabilidad depende de la magnitud o intensidad con las que actúe el proceso (bloques de pequeño o gran tamaño), por lo que la magnitud está implícita en los factores condicionantes. La frecuencia temporal se analizó a través de la siguiente ecuación

$$Prob\{X\} = 1 - (1 - Prob\{a\})^X \quad (2)$$

donde: $Prob\{X\}$ es la probabilidad de ocurrencia de un proceso a largo plazo (tiempo considerado); $Prob\{a\}$ es la probabilidad anual; X es el número de años elegido dentro del rango temporal considerado.

En este caso, la susceptibilidad se analiza a través de la frecuencia con la que los bloques desprendidos atraviesan una unidad del territorio, teniendo en cuenta las simulaciones de desprendimientos desarrolladas “ad-hoc” para todas las posibles trayectorias que se pueden generar. Por otro lado, la ocurrencia temporal se analizará a través de datos de ocurrencia temporal tomados entre los años 2013 y la fecha de finalización de este trabajo.

A la hora de evaluar la vulnerabilidad de una persona como consecuencia del impacto de bloques desprendidos, se han buscado diferentes análogos procedentes de estudios biomecánicos (MAPFRE, 2015; Enfermería de urgencias, 2016). Se ha fijado una escala de vulnerabilidad que tiene un límite mínimo en aquellos fragmentos que alcancen a un potencial transeúnte con una energía de 10 J, mientras que el límite máximo de daño estaría en 175 J. Evidentemente, la medida de la energía se evalúa usando los perfiles de simulación obtenidos, en los que se considera el tamaño de bloque desprendido. Tamaño determinado a partir de la medida de los bloques identificados por técnicas fotogramétricas. Otros tamaños menores no se contemplan en este trabajo debido a la profusión de medidas que se requieren. También se tiene en cuenta, las propiedades geomecánicas del bloque, la altura del cantil, las características geomorfológicas de la superficie del corredor, la geometría del corredor y del cono de derrubios, y la capacidad de perder energía durante la trayectoria recorrida. Posteriormente, para comprobar que esta aproximación probabilística es correcta, se compararon los resultados obtenidos con otros datos de tipo geomorfológico que indican si en ese punto aparecen bloques de ese tamaño, indicativo de una actividad real del proceso.

4. RESULTADOS Y DISCUSION

Los resultados del inventario geológico realizado (Lara-Hidalgo, 2016) confirman como a lo largo de la corona del deslizamiento y flanco occidental afloran los materiales del Grupo Potes. La densidad promedio de estos materiales, medida en laboratorio a partir de muestras recogidas en el campo (cuarcitas, pizarras y calizas), da valores en torno a 2650 Kg/m³. Los materiales

pertenecientes al miembro inferior de la unidad Pisuerga Carrión aparecen en el flanco oriental del deslizamiento. La densidad promedio se encuentra en torno a 2350 kg/m^3 . El depósito del deslizamiento está formado por bloques y gravas, de diferente naturaleza, incluidos en una matriz arenosa y limosa. La distribución del tamaño de grano de los materiales estudiados presenta importantes porcentajes de arenas y gravas (75-87%) con una cantidad de finos menor (del entorno al 25-13%). Las muestras aportan valores de densidad promedio de alrededor 2000 kg/m^3 .

El análisis geomorfológico (Fig. 1) ha permitido identificar con claridad los rasgos más relevantes de los desprendimientos presentes sobre la ladera: corona y otros escarpes, corredores, y zonas de acumulación de bloques. En la corona se han identificado 5 zonas de despegue de desprendimientos, con sus respectivos conos de acumulación de derrubios situados al pie. La superficie total afectada por dichas zonas es superior a 1900 m^2 . Los conos de derrubios localizados en el pie están formados por bloques que no han podido desplazarse por el cuerpo del deslizamiento, probablemente al no disponer de energía. Granulométricamente, tanto en este tipo de conos de pie de cantil, como en el resto del deslizamiento, los tamaños de los derrubios oscilan entre tamaño bloque y grava. Respecto a los bloques, el tamaño más frecuente tiene un volumen inferior al $0,08 \text{ m}^3$; los percentiles de tamaño mayor se sitúan en torno a $1,4 \text{ m}^3$; mientras que los percentiles de tamaño más pequeño están en torno a $0,018 \text{ m}^3$. Por debajo de este tamaño, hasta el tamaño grava abundan los derrubios de tamaño guijarro (con una moda en torno a $0,001 \text{ m}^3$ obtenida mediante técnicas de campo). Llama la atención que en la zona oriental de la corona que no aparecen desprendimientos de roca en la actualidad. Probablemente, los derrubios que aparecen en dicha zona se deben a reactivaciones anteriores a 2013, puesto que abundan las manchas de recubrimiento vegetal, sin marcas de impacto que indican cierto grado de estabilidad en el terreno.

Se han identificado un total de 13 corredores por donde se produce el descenso de derrubios; presentando perfiles en forma de “v”. Las distancias medias alcanzadas por estos rasgos son de cerca 650 m. El corredor más largo posee 750 m de recorrido. La amplitud media de los corredores está en el entorno 1,5 m; aunque hay varios ejemplos de confluencias de corredores con canales que presentan amplitudes entorno a los 6 m; la altura media del canal es del orden de 1,8 m. Estos corredores presentan un recubrimiento irregular de grandes bloques y gravas. Desde un punto de vista textural poseen cierto grado de envejecimiento puesto que hay un número importante de bloques con aristas pulidas y romas, fruto, probablemente, de la erosión causada al rozar contra la superficie durante el transporte. Los tamaños de los bloques en estos corredores oscilan entre $0,02 \text{ m}^3$ y 14 m^3 ; presentando un valor medio en torno a $0,05 \text{ m}^3$. También son frecuentes los derrubios de tamaño guijarro ($0,014 \text{ m}^3$).

Se han localizado dos conos de acumulación de derrubios a lo largo del deslizamiento a diferente cota. El superior está situado a una altura de 860 m s.n.m.; tiene una superficie de 1179 m^2 , aunque la cuenca receptora es de mayor extensión (6300 m^2). En esta zona predominan los bloques frente a las gravas. Los mayores bloques acumulados poseen tamaños que oscilan entre $0,018 \text{ m}^3$ y $1,51 \text{ m}^3$; con una media de $0,26 \text{ m}^3$. Por debajo de este tamaño son frecuentes los guijarros con una moda de tamaño $0,011 \text{ m}^3$. En segundo cono de acumulación, está situado en las proximidades de la aldea de Sebrango, a unos 760 m s.n.m., tiene una superficie aproximada de 21.000 m^2 . En esta zona predominan las gravas y arenas. El mayor

tamaño medido en los bloques es de $21,57 \text{ m}^3$, el menor es de $0,018 \text{ m}^3$ mientras que la media es de $1,25 \text{ m}^3$. Por debajo de este tamaño aparecen escasos derrubios tamaño guijarro, presentando una moda de $0,015 \text{ m}^3$.

En resumen, a través de la medida fotogramétrica se han identificado 839 bloques a lo largo del cuerpo del deslizamiento, dentro de las tres zonas descritas. Los bloques estudiados presentan una amplia variedad de tamaños que oscila entre $0,01$ y $21,6 \text{ m}^3$, con dos modas situadas a $0,05$ y 2 m^3 (Fig. 1) respectivamente; no pudiendo medirse tamaños menores debido a la resolución de las imágenes. Los bloques que aparecen sobre el deslizamiento y fuera de los elementos anteriormente descritos son, con toda probabilidad, fruto de otros desprendimientos no ligados a los corredores identificados, dado que no hay evidencias geomorfológicas que los relacionen. En esta zona, el bloque de mayor tamaño medido es de $1,74 \text{ m}^3$ y la media está en torno a $0,05 \text{ m}^3$. Asimismo, son numerosos los fragmentos tamaño grava. Considerando el promedio de las densidades anteriormente descritas para los materiales del sustrato, dichos bloques presentan pesos que oscilan entre 25 kg y 54 Tn .

En total, se han usado 58 perfiles topográficos para llevar a cabo la simulación de los desprendimientos. Y en cada uno de ellos se analiza la distribución de la energía cinética a lo largo del perfil, el número de bloques que alcanzan una determinada posición dentro del corredor y sus trayectorias. Se han utilizado 13 perfiles para simular los corredores identificados por criterios geomorfológicos, en los que es evidente la zona de desprendimiento, corredor y acumulación; otros 12 se han creado con el fin de validar la presencia de bloques en el flanco oriental del deslizamiento; adicionalmente, se han creado otros 33 perfiles topográficos de la cabecera del deslizamiento, con el fin de validar las zonas con presencia de bloques situadas al pie de la corona (Fig. 2 A). En los perfiles de la cabecera se lanzaron bloques de un tamaño similar al percentil ($21,57 \text{ m}^3$, equivalente a 54 TN); también se lanzaron guijarros de tamaño modal ($0,001 \text{ m}^3$ que corresponden a un peso aproximado de $2,5 \text{ Kg}$) con el fin de obtener una representación cartográfica de los alcances que pueden conseguir los derrubios desprendidos de ambos tamaños. Para el resto de los perfiles se han considerado, además de los tamaños anteriores, los correspondientes al primer y segundo tamaño modal de los fragmentos tamaño bloque ($0,05 \text{ m}^3$ equivalente a 125 kg , y 2 m^3 equivalente a 5 TN).

Los resultados muestran como la probabilidad que un bloque de $2,5 \text{ kg}$, pueda alcanzar las proximidades del pueblo de Sebrango es nula, aunque pueden llegar la zona central de la cabecera usando, como vía de acceso los corredores centrales; que facilitan la llegada de materiales a esa posición con una energía de 45 J . En este caso, un bloque de este tamaño podría causar daños graves a un transeúnte que no lleve puesto ni casco ni protecciones. Los bloques de este tamaño que llegan al cono de pie de corona, alcanzan energías mayores de 93 J por lo que pueden ocasionar daños muy graves a transeúntes que recorran esta zona.

Con respecto a los bloques de 125 kg , los modelos muestran como la probabilidad de alcance disminuye hacia el pueblo de Sebrango; y asimismo, el número de corredores utilizados por este tamaño de bloques para descender. No obstante, hay una probabilidad del 2% que bloques de 125 Kg alcancen el pueblo de Sebrango, usando como vía de acceso el corredor más central;

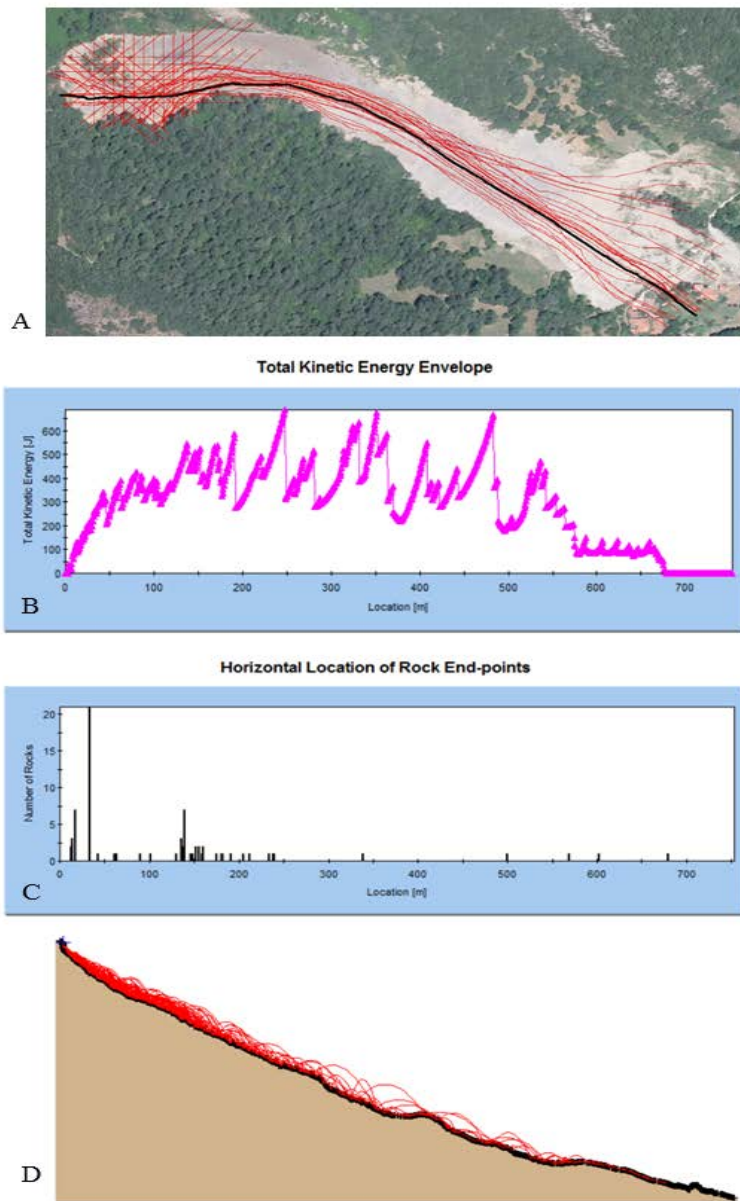


Figura 2. Simulaciones de RocFall. A, imagen del deslizamiento con la representación de los 58 perfiles usados en las simulaciones. B, distribución de la energía cinética a lo largo del perfil marcado en negrita en A. C, número de bloques que alcanzan una determinada posición del corredor estudiado. D, perfil topográfico del corredor A mostrando las trayectorias de los 100 bloques lanzados.

llegando con una energía 175 J. Lógicamente, los bloques de este tamaño que llegan cerca del pueblo poseen mayor energía, entre 275 J y 4.650 KJ. Estos derrubios pueden causar daños fatales a cualquier transeúnte que pase por estas zonas, lleven o no medidas de protección. Para los derrubios de peso 5 TN y 54 TN el patrón es similar al anterior. A medida que el bloque tiene más peso aumenta el número de corredores útiles para el transporte, alcanzando con

facilidad el pueblo, y llegando con energías de entre 140 J y 2.457 KJ (para 5TN) y de entre 683 J y 6.038 KJ (para 54TN). Evidentemente, en estas simulaciones los posibles daños serían devastadores.

En todos los casos estudiados existe una buena coincidencia entre los bloques identificados en el campo y los modelos de simulación obtenidos en análisis retrospectivos. La única excepción se obtiene sobre el depósito de deslizamiento reactivado en 2005. Con toda probabilidad los derrubios localizados en esa zona provienen de un deslizamiento con otra fisonomía de corona, que permitió la llegada de estos bloques. Otra zona de discrepancia aparece en el pie del deslizamiento de Sebrango. El origen de estos bloques puede deberse a un proceso de transporte en masa muy viscosa producido durante los últimos estadios de la reactivación de 2013 (González Díez et al., 2016).

Empleando los datos suministrados por los modelos se puede obtener una representación de la probabilidad espacial de ocurrencia de bloques con pesos de 2,5 kg, 125 kg; 5 TN y 54 TN que puede interpretarse como un mapa de susceptibilidad para cualquier desprendimiento. El modelo obtenido muestra como no toda la superficie es susceptible. Sí lo es la corona del deslizamiento, y también parte de algunos tramos de los corredores; algunos de los cuales llegan hasta las inmediaciones del pueblo. Dentro de estos últimos, los valores de probabilidad son relativamente altos, porque es posible alcanzar las zonas bajas del pie del deslizamiento, con las rocas de gran tamaño. El área externa se ha considerado de nula susceptibilidad, ya que las simulaciones no muestran evidencias de la llegada de bloques.

Los datos de las reactivaciones registradas también permiten aportar una idea de cuál es su frecuencia temporal. Teniendo en cuenta las frecuencias relativas detectadas (4/7 en el primer año; 2/7 en el segundo año; y 1/7 en el tercer año, $P_a = (4/7 + 2/7 + 1/7)/3 = 1/3 = 0,33$) se puede obtener una probabilidad temporal en tres años ($P(3\text{años}) = 1 - (1 - P_a)^3 = 1 - (1 - 0,33)^3 = 0,7$). En el resto de la zona no hay evidencias de reactivación dentro de ese lapso de tiempo, por lo que su probabilidad debiera ser cero. Por motivo de estar siempre del lado de la seguridad, en este trabajo se ha considerado que existe una mínima probabilidad del 10% de que a esa unidad del territorio lleguen bloques desprendidos desde la corona,

La combinación del modelo de susceptibilidad y de los datos de la probabilidad temporal, permite obtener un modelo de amenaza de desprendimientos, que es validado mediante la cartografía de bloques presentada anteriormente (Fig. 3A). Las medidas fotogramétricas y geomorfológicas constatan la validez de los modelos obtenidos, y la posibilidad de que bloques de gran peso puedan alcanzar las inmediaciones del pueblo a través de la zona central del cuerpo del deslizamiento.

El modelo de vulnerabilidad, construido teniendo en cuenta la energía con la que discurren los respectivos tamaños de bloques sobre la superficie del deslizamiento (Fig. 3B), muestra un nivel de baja energía, inferior a 10 J, en el comienzo de los perfiles, así como una progresiva pérdida de energía al final, cuando el bloque se para, lógicamente producida por efecto de la rugosidad del terreno. Entre los extremos descritos, aparece un área de elevada energía cinética, más o menos extensa en función del peso del bloque. Cualquier fragmento rocoso que golpee a un transeúnte en dicha zona le ocasionará daños fatales.

El modelo de riesgo específico (Figura 3C) muestra como de los 86.553 m² ocupados por el deslizamiento, el 38,2 % se ve muy poco afectado por desprendimientos, sin descartar que a

esta zona pueda llegar algún bloque en el futuro. El 61,8 % restante está afectado claramente por desprendimientos de bloques con diferente magnitud. El área con mayor riesgo está localizada en la parte occidental de la cabecera, junto a las zonas de despegue de estos bloques y ocupa 5.000 m² lo que supone el 6% de la superficie estudiada. Desde la corona, siguiendo la parte central del deslizamiento, hasta el pueblo, se localiza una nueva zona de zona de riesgo específico elevado. Por ella, la mayoría de los bloques simulados pueden alcanzar las inmediaciones del pueblo.

Tras el análisis del modelo de riesgo generado se pueden plantear medidas de mitigación no estructural para poder recorrer la zona afectada, como por ejemplo limitaciones de acceso al paso, uso de casco, arneses, instalación de anclajes para arneses, etc. Estas medidas de mitigación pueden utilizarse en las zonas “seguras” dentro del deslizamiento, como el área situada junto a su flanco oriental, y la parte oriental de la cabecera, donde se observa la aparición de cierta vegetación. Aunque en estas zonas haya riesgo muy bajo de desprendimientos, conviene aconsejar del uso de cascos homologados ya que pueden rodar bloques situados sobre la superficie de estos flancos. Este tipo de cascos suele soportar un impacto de hasta 44 J. Otra medida a implantar en esta zona de menor riesgo podría ser la colocación de anclajes para arneses debido a la gran pendiente que existe en algunos tramos del deslizamiento. Al menos, si no se puede restringir el paso, estos anclajes permiten la reducción del riesgo de resbalones y caídas de los transeúntes que recorran la zona. En el resto de las zonas, y especialmente en las inmediaciones de la cabecera, se debería restringir el paso mediante obstáculos físicos como señales con carteles informando del riesgo.

5. CONCLUSIONES

La utilización de manera simultánea de fotogrametría digital, técnicas de campo, SIG y programas de simulación de desprendimientos ha permitido construir una base de datos útil y fiable a la hora de elaborar modelos de riesgo y su posterior validación. No obstante, es posible mejorar todavía los modelos de simulación obtenidos, mediante la incorporación de coeficientes de restitución más ajustados a la realidad, y el empleo de modelos digitales de elevaciones de mayor resolución espacial. La utilización del Programa RocFall ha aportado unos resultados interesantes en la modelización. Sin embargo, en un futuro, sería interesante emplear programas tridimensionales con capacidad para la simulación de avalanchas de rocas. Los modelos obtenidos son de gran utilidad en la gestión ambiental de espacios naturales como el analizado; aportando una idea solvente de las zonas más o menos peligrosas para los transeúntes o estructuras situadas en las proximidades, ofreciendo una clara radiografía de la problemática ambiental ocasionada por este tipo de procesos, así como una herramienta de interés para la gestión del territorio. Por otro lado, permiten proponer medidas para la mitigación de los efectos producidos por los bloques desprendidos sobre posibles transeúntes.

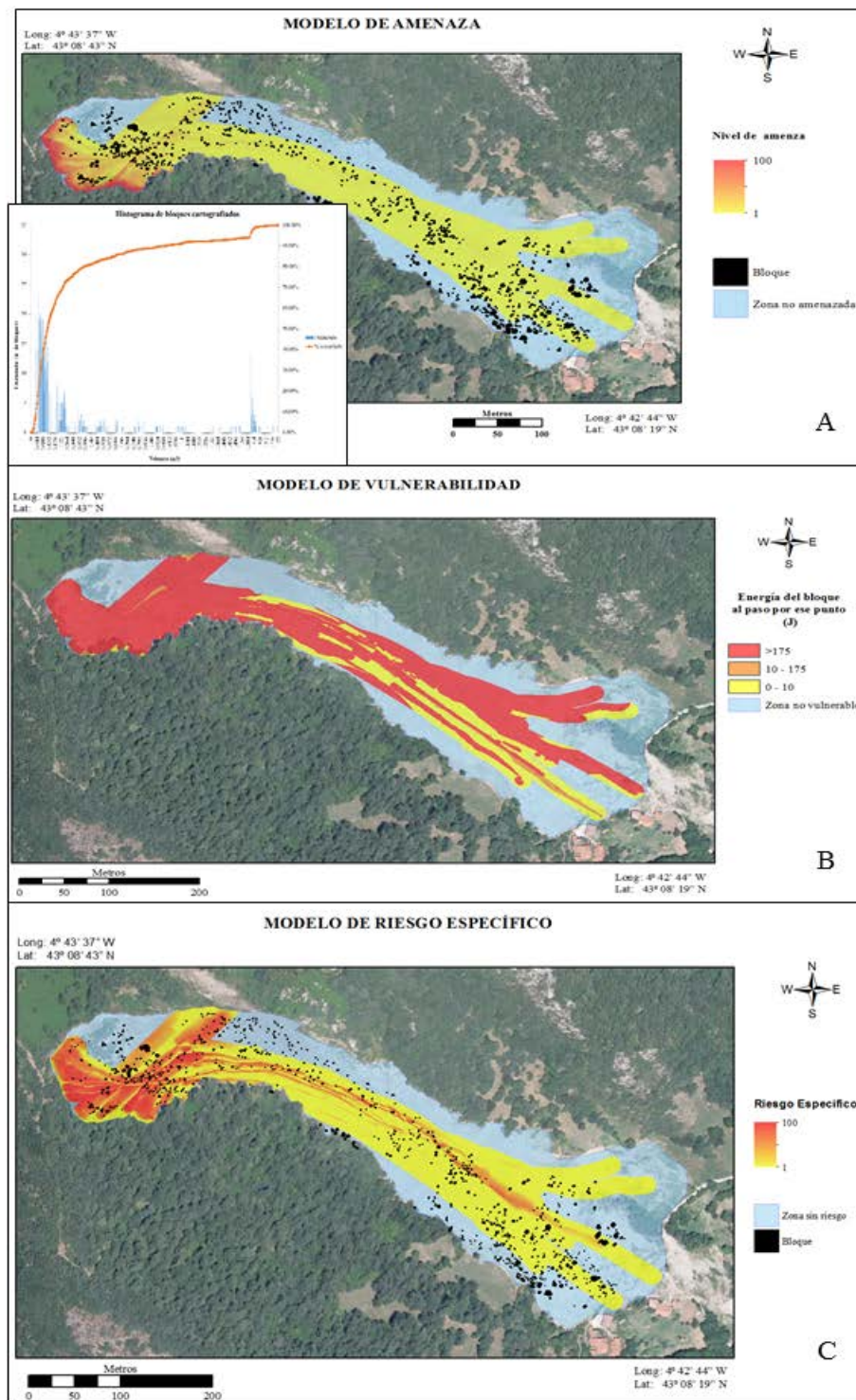


Figura 3. Modelos de riesgo. A, modelo de amenaza con bloques e histograma de bloques cartografiados. B, modelo de vulnerabilidad. C, modelo de riesgo específico.

BIBLIOGRAFÍA REFERENCIAS

- Abellán, A., 2003. Utilización y validación de un modelo de simulación en 3D para el cálculo de la peligrosidad residual por caídas de rocas sobre el tren cremallera de Vall de Núria. *Minor thesis*.
- Azzoni, A., de Freitas, M.H., 1995. Experimentally gained parameters, decisive for rockfall analysis. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 28(2), pp. 111-124.
- Bassato, G., Cocco, S., Silvano, S., 1985. Programma di simulazione per lo scoscendimento di blocchi rocciosi.. *Dendronatura*, 6(2), pp. 34-36.
- Bonachea, J., 2006. Desarrollo, aplicación y validación de procedimientos y modelos para la evaluación de amenazas, vulnerabilidad y riesgo debidos a procesos geomorfológicos. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria.
- Bozzolo, D., Pamini, R., 1986. Modello matematico per lo studio della caduta dei massi. *Laboratorio di Fisica Terrestre ICTS. Dipartimento Pubblica Educazione*, p. 89.
- Chung, C.J.F., Fabbri, A.G., 1993. The representation of geoscience information for data integration. *Natural Resources Research*, 2, p.122
- Corominas, J., Copons, R., Moya, J., Vilaplana, J.M., Altimir, J., Amigó, J., 2005. Quantitative assessment of the residual risk in a rockfall protected area. *Landslides*, Volumen 2, pp. 343-357.
- Descouedres, F., Zimmermann, TH., 1987. Three-dimensional dynamic calculation of rockfalls. *Proceedings of the Sixth International Congress of Rock Mechanics, Montreal, Canada*, pp. 337-342.
- Enfermería de urgencias, 2016. *Los cascós, su utilidad para prevención de accidentes*. [En línea] Available at: <http://www.enferurg.com/anexos/cascos.pdf> [Último acceso: 16 09 2016].
- Evans, S.G., Hungr, O., 1993. The assessment of rockfall hazard at the base of talus slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, Issue 30, pp. 620-636.
- Fabbri, A.G., Chung, C.J.F., 2004. A Software Approach To Spatial Predictions Of Natural Hazards And Consequent Risks. *WIT Transactions on Ecology and the Environment*, Volumen 77.
- Ferrer, M., García López-Davadiello, J.C., 2005. Análisis de la vulnerabilidad por movimientos de ladera: Desarrollo de las metodologías para evaluación y Cartografía de la Vulnerabilidad. memoria de Proyecto. Inédito.
- González-Díez, A., Bruschi, V.M., Sánchez Espeso, J., Bonachea, J., Díaz de Terán, J., Remondo, J., Fernández Maroto, G., Martínez Cedrún, P., Zarroca, M., Linares, R., Rodríguez, V., San Millán, E., Hoyos, S., 2014. La gestión de la emergencia producida por el argayo de Sebrango (Cantabria) en junio de 2013. *Avances de la Geomorfología en España 2012-2014. Universidad de Cáceres*. 372-375. ISBN: 978-84-617-1123-9.
- González-Díez, A., Fernández Maroto, G., Martínez Cedrún, P., Zarroca, M., Linares, R., San Millán, E., Bonachea, J., Bruschi, V.M., Sánchez Espeso, J., Remondo, J., Díaz de Terán J.R., 2016. Tres años después de la reactivación del argayo de Sebrango (Cantabria). En: J.J. Durán Valsero, M. Montes, A. Robador, A. Salazar Comprendiendo el relieve del pasado al futuro. IGME. Madrid. 229-236.
- Guzzetti, F., Crosta, G., Detti, R., Agliardi, F., 2002. STONE: a computer program for the three-dimensional simulation of rock-falls. *Computers and Geosciences*, Issue 28, p. 1079–1093.
- Hoek, E., 1987. Rockfall: a program in basic for the analysis of rockfalls from slopes. *Unpublished note, Golder Associates/University of Toronto, Canada*.
- Hungr, O., Leroueil, S., Picarelli, L., 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides* 11:167-194

- Jones, C. L., Higgins, J. D., Andrew, R. D., 2000. Colorado Rockfall Simulation Program: Version 4.0. *Colorado Department of Transportation, Colorado Geological Survey*, p. 127.
- Keylock, C., Domaas, U., 1999. Evaluation of topographic models of rockfall travel distance for use in hazard applications. *Arctic, Antarctic, and Alpine Research*, 312-320.
- Lara-Hidalgo, A., 2016. Propuesta de una metodología para la obtención de un modelo de riesgo específico de desprendimientos de roca en espacios naturales. *Trabajo de Fin de Máster. Máster en Ingeniería de Minas. Universidad de Cantabria*, 205 pp.
- MAPFRE, 2015. *Informe*. [En línea] Available at: <https://www.mapfre.com/corporativo-es/> [Último acceso: 14 09 2016].
- Morgan, M.G., Henrion, M., Small, M., 1992. Uncertainty: a guide to dealing with uncertainty in quantitative risk and policy analysis. *Cambridge university press*.
- Peng, B., 2000. *Rockfall Trajectory Analysis - Parameter Determination and Application*. Thesis. University of Canterbury.
- Pfeiffer, T., 1995. *Colorado Rockfall Simulation Program*, Colorado School of Mines.
- Piteau, D.R., Clayton, R., 1976. Computer rockfall model. In Proceedings of the meeting on rockfall dynamics and protective works effectiveness, Bergamo, Italy, *ISMES Publication* (No. 90, pp. 123-125).
- Remondo, J., 2001. Elaboración y validación de mapas de susceptibilidad de deslizamientos mediante técnicas de análisis espacial. Tesis Doctoral. Universidad de Oviedo.
- RocScience, 2003. Advanced Tutorial. *RocNews Fall*.
- RocScience, 2016. *RocFall*. [En línea] Available at: <https://www.roscience.com/roscience/products/rockfall> [Último acceso: 18 09 2016].
- Stevens, W. D., 1998. RocFall, a tool for probabilistic analysis, design of remedial measures and prediction of rockfalls. *Doctoral dissertation, National Library of Canada*.
- UNDRO, 1991. Mitigation Natural Disaster Phenomena, Effects and action. Manual for policy makers and Planners. Office of the UN Disaster. Relief Coordinator .Ginebra.
- Yilmaz, I., Yildirim, M., Keskin, I., 2008. A method for mapping the spatial distribution of RockFall computer program analyses results using ArcGIS software. *Bull Eng Geol Environ*, Volumen 67, pp. 547-554.

PROPUESTA METODOLÓGICA Y ANÁLISIS RETROSPECTIVO DE LA DESAPARICIÓN DE UNA ANTIGUA IGLESIA DEL S.XVII DEBIDO A UN CORRIENTE DE DERRUBIOS, EN ANDORRA.

Sergi Riba Porras ¹, Joan Altimir Planes ², Ivan Villaró Pantebre ²

- ¹ Sergi Riba Porras: Doctorando Ing. Civil ETSECCPB- Euroconsult- Nivorisk.

- ² Joan Altimir Planes: Geólogo - Historiador- Euroconsult.

- ² Ivan Villaró Pantebre: Ingeniero Geólogo- Euroconsult.

RESUMEN

Las catástrofes naturales que pueden acontecer hoy en día, pueden tener los mismos efectos producidos en el pasado y los pueden producir en el futuro, siempre bajo unas mismas condiciones geológicas, geomorfológicas y climáticas. En el presente artículo, mediante la aplicación en un caso real de estudio en Andorra, se pretende combinar un estudio de investigación histórica de una catástrofe natural derivada de un corriente de derrubios, con el análisis geomorfológico y geológico de la cuenca y la modelización numérica. La interactuación de varios campos de la ciencia tan diferenciados entre sí, permite realizar un retro análisis sólido del supuesto suceso, y demostrar científicamente la veracidad de dicha catástrofe y su supuesto comportamiento físico en términos de magnitud e intensidad. La metodología propuesta, puede servir como una guía aplicable en estudios específicos de zonificación territorial, teniendo en cuenta las repercusiones urbanísticas (en términos de riesgo, sostenibilidad y costes) que pueden acarrear las construcciones en ciertas zonas de montaña.

Palabras clave: Investigación histórica, cuencas hidrográficas, morfometría, geomorfología, deslizamientos, corriente de derrubios, modelo numérico.

1. INTRODUCCIÓN

En el transcurso de los siglos, tanto en el Pirineo como en muchas regiones de Andorra, se han podido ver afectaciones en el territorio causadas por fuertes episodios de inundaciones, desprendimientos de laderas, aludes de nieves, caída de bloques rocosos, etc. provocando daños en caminos, infraestructuras, edificios así como ocasionalmente en vidas humanas.

Debido a la sucesión de episodios relacionados con los riesgos naturales, las sociedades antiguas conscientes de ello, incorporaron dicho conocimiento a la cultura popular a través de relatos, leyendas, y de la toponimia, perceptible aún hoy en día en muchas regiones de montaña.

Dicha concienciación y memoria histórica perdurable hasta la actualidad, combinada con los adelantos técnicos de los últimos años en el campo de la ingeniería y los métodos numéricos, han hecho posible que se pudieran estudiar y reconstruir ciertos sucesos ocurridos en el pasado con el fin de tenerlos en cuenta en la planificación territorial del futuro. La

reversibilidad de una construcción o de un planeamiento urbanístico desarrollado es tan complicada, en términos de sostenibilidad y costes, que se convierte en un procedimiento de difícil ejecución, que debe evitarse en la mayor medida posible; de aquí la importancia de la disposición de una metodología, estudio y cartografía a priori.

La aplicación práctica de la metodología propuesta en este artículo se centra en determinar la veracidad de la leyenda de “*San Saturnin de Llorts*”, la cual relata como una antigua iglesia situada en el pueblo de Llorts (Andorra) fue arrastrada por un gran desprendimiento de ladera-corriente de derrubios de la Cuenca de la Angonella. Actualmente el emplazamiento de la nueva Iglesia se sitúa en el medio del pueblo de Llorts.

2. INVESTIGACIÓN DE LAS FUENTES DOCUMENTALES Y ANÀLISIS HISTÓRICO.

Posteriormente al conocimiento de la leyenda de San Saturnin a través de la cultura popular Andorrana y su transcripción en el libro “*Muntanyes Maleïdes, 1991. Pep Coll. Editorial Empúries-Barcelona*”, se ha realizado una investigación histórica minuciosa, mediante la consulta de fuentes documentales de los tres principales estamentos históricos del Principado de Andorra: Patrimonio Cultural, Archivos Nacionales, Rectoría de Ordino y Biblioteca Episcopal de la Seo de Urgel. La búsqueda se ha realizado con la finalidad de obtener algún indicio de la existencia de una antigua Iglesia o el indicio de un supuesto suceso torrencial en el Pueblo de Llorts. Se han traducido decenas de textos antiguos del latín al catalán con el fin de evaluar detalladamente toda la información relativa a la zona. Es importante remarcar que dicha búsqueda, hasta ahora, nunca se había llevado a cabo por parte de ningún organismo estatal. Como resultado de la investigación histórica, no se ha obtenido ningún documento donde se cite explícitamente que un corriente de derrubios destruyó una antigua Iglesia en la Parroquia de Llorts, y que por ese motivo se tuvo que reconstruir el monumento en otro emplazamiento.

No obstante, sí se encontraron varios documentos notariales del siglo S.XVI y XVII, referentes a transferencias patrimoniales, ventas a carta de gracia y “*dotalisios*”, de las tierras adyacentes a la supuesta antigua Iglesia, donde figuran sus delimitaciones geográficas mediante descripciones toponímicas aún vigentes hoy en día.

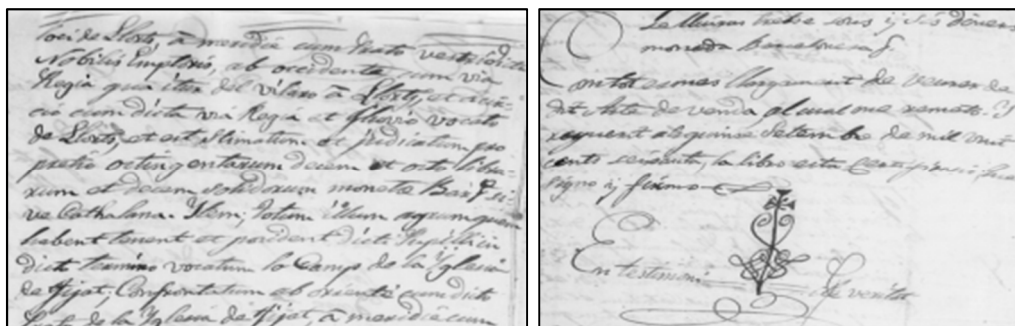


Figura 1 y 2: Fragmentos de escrituras notariales-cartas de gracia. Fuente: Casa Fijat.

Se ha podido georreferenciar con bastante exactitud la ubicación de la supuesta antigua Iglesia, con la ayuda de los topónimos utilizados en las escrituras, las delimitaciones geográficas utilizando el río de la Angonella como referente, fotografías aéreas antiguas y entrevistas a los ancianos del pueblo de Llorts. En un lugar donde hoy en día es fácilmente perceptible el cono de deyección de la cuenca de la Angonella.

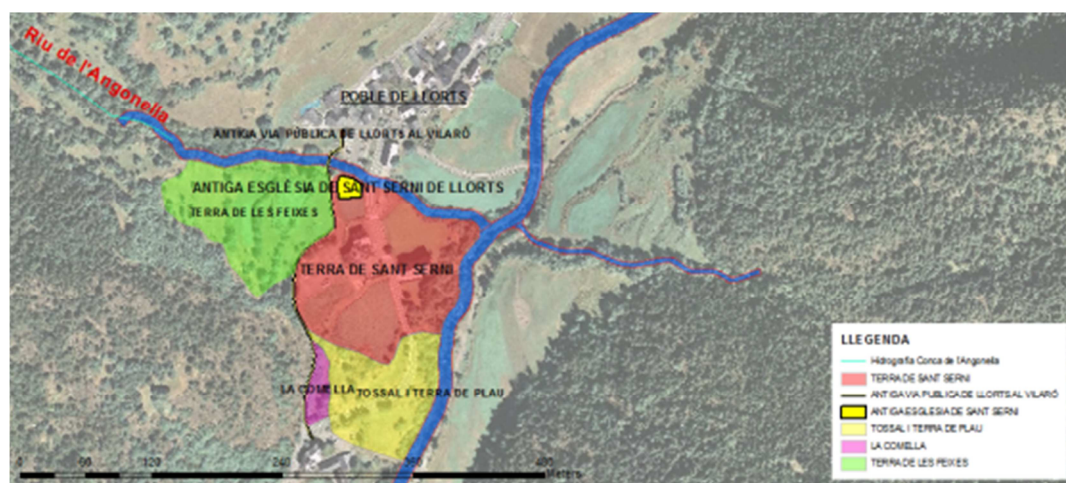


Figura 3: Mapa de situación de las delimitaciones descritas en los actos notariales del S XVII y XVIII:
Elaboración y tratamiento propios

La última escritura donde se menciona la delimitación de la antigua Iglesia y la existencia de la misma, es una que data del año 1633. La siguiente escritura del año 1738 encontrada y traducida del latín al catalán, se cita textualmente una delimitación con el **antiguo cementerio y la antigua Iglesia**, dando a entender que nos encontramos con el primer documento histórico donde hay indicios de una nueva Iglesia.

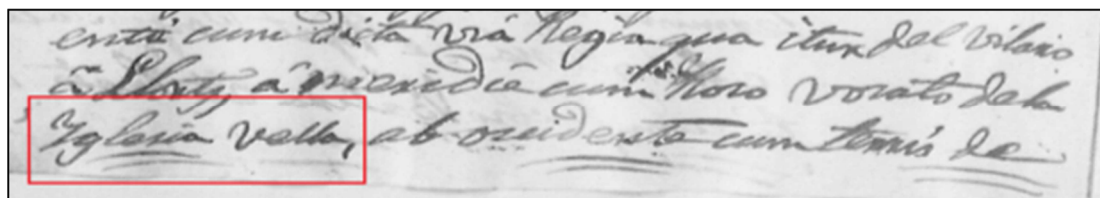
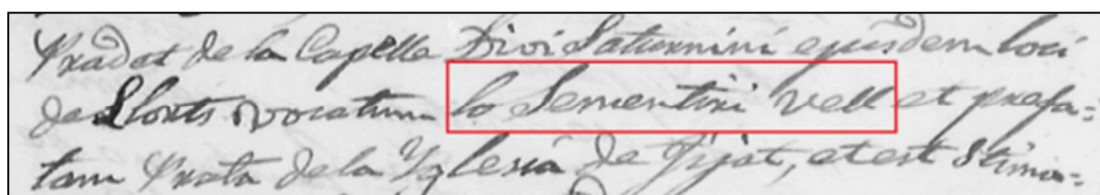


Figura 4 y 5: Fragmento de la escritura del 1738 donde aparecen indicios de la nueva Iglesia. Fuente documental de Casa Fijat. Búsqueda y traducción propias..

Como conclusión final de la investigación histórica y análisis de las escrituras notariales del S.XVI, S.XVII y S.XVIII, se puede concluir que sí que existió una Antigua Iglesia, que esta se ubicaba adyacente al río de la Angonella y en el lugar donde hoy en día se aprecia la formación de un cono de deyección. Se puede determinar con un elevado grado de fiabilidad que el cambio de ubicación de la Iglesia de San Saturnin se produjo entre los años **1633 y 1738**.

3. ANÁLISIS MORFOMÉTRICO Y GEOMORFOLÓGICO DE LA CUENCA DE LA ANGONELLA.

Según Strahler [1], la medida de la forma, o geometría de un cuerpo natural, recibe el nombre de morfometría. Por esta razón se utiliza el término de morfometría fluvial para describir las propiedades geométricas de la superficie sólida de un sistema hidrográfico. Los componentes básicos para la descripción de un paraje fluvial son principalmente 4: Sistema hidrográfico, Propiedades superficiales de la cuenca, relieve de la cuenca y gradientes – pendientes de la superficie hidrográfica y de los cauces principales.

En este sentido y aceptando la definición de análisis morfométrico como el sustituto del análisis numérico de las formas de la tierra, se ha procedido a analizar los siguientes parámetros (más significativos) de la cuenca de la Angonella a partir de sus características físicas más elementales (Superficie, perímetro, longitud, desnivel, pendiente media, longitud de los cauces etc.):

- a) Relación del Relieve.
- b) Curva Hipsométrica.
- c) Parámetro de Curvatura.
- d) Parámetro de Melton Ratio.

3.1 RELACIÓN DE RELIEVE

Definimos la relación de relieve de una cuenca como: *Relieve de una cuenca / longitud de la cuenca*. La diferencia de altitudes de la Cuenca de la Angonella es de 1255 m. La relación de relieve puede ser un indicador de la energía cinética potencial que puede esperarse; en este caso de estudio obtenemos valores de 272 m/Km, valor muy alto que puede indicar la existencia de una capacidad de transporte de sedimentos considerable en el interior de los cauces principales.

3.3 CURVA HIPSONOMETRICA.

La curva hipsométrica de una cuenca es un parámetro importante para el conocimiento del relieve; el cual puede darnos datos fisiográficos importantes, como por ejemplo: una curva hipsométrica con concavidad hacia arriba indica valles extensos y cimas escarpadas, así como el contrario indica valles profundos y extensiones planas. Cuando las curvas hipsométricas presentan variaciones, ya sea por apartarse de las teóricas o presentar más de un punto de inflexión, se puede relacionar con controles tectónicos o litológicos. El valor ideal del área relativa que está por debajo de la curva (integral hipsométrica) es un indicativo del desarrollo de la cuenca: Valores superiores al 60% indican desequilibrio manifestado en el funcionamiento de la cuenca, valores alrededor del 47% representan equilibrio (madurez), i inferiores al 30% implican una fase de “*mondandnock*” o vejez. [2]

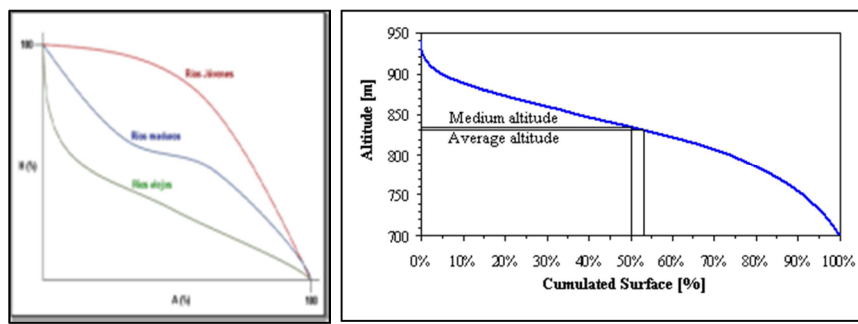


Figura 6 y 7: Curvas hipsométricas características del ciclo de erosión, según STRAHLER // *Hypsographical curve of a watershed [Musy, 2001]*.

Al analizar la curva hipsométrica de la cuenca de la Angonella, podemos concluir que se encuentra en una etapa intermedia entre la fase de equilibrio relativo o de madurez y la fase de desequilibrio o juventud, obviamente evolucionando hacia una fase de madurez. Eso implicaría, un potencial erosivo evidenciado en los bloques y material que se observa en los cauces principales.

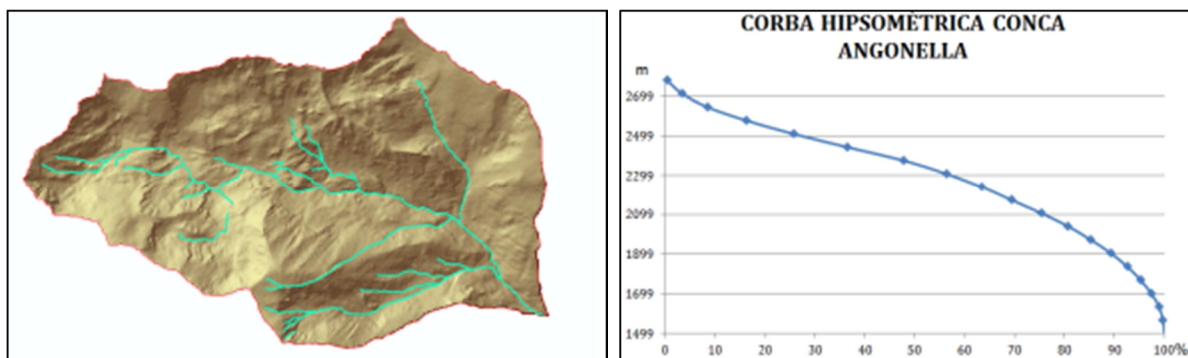


Figura 8 y 9: MDT Cuenca de la Angonella y Curva Hipsométrica. Elaboración propia.

3.4 PARAMETRO DE CURVATURA.

La curvatura se define como la derivada segunda de la superficie o la pendiente de la pendiente. Hay dos tipos de curvatura: **la de perfil**, la cual está en la dirección de la pendiente máxima y afecta a la aceleración - desaceleración del flujo; **la de plano**, la cual es perpendicular a la dirección de la pendiente máxima y es un indicativo de la divergencia o convergencia del flujo a través de una superficie. [3]

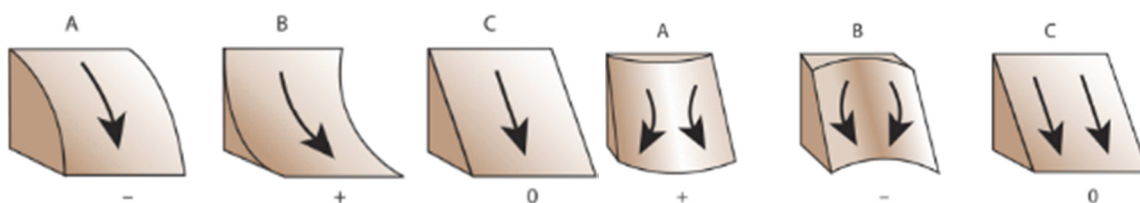


Figura 10: Imágenes de los perfiles y planos de curvatura. *ArcGis Resources (ESRI)-By Aileen Buckley.*

Analizados los parámetros de curvatura de la cuenca de la Angonella a partir de modelos digitales de elevación en 3d, se ha podido observar como tenemos perfiles que favorecen claramente la aceleración del flujo, y planos de curvatura que nos definen el comportamiento convergente de la cuenca, hacia el cauce principal adyacente a la antigua Iglesia de San Saturnin.

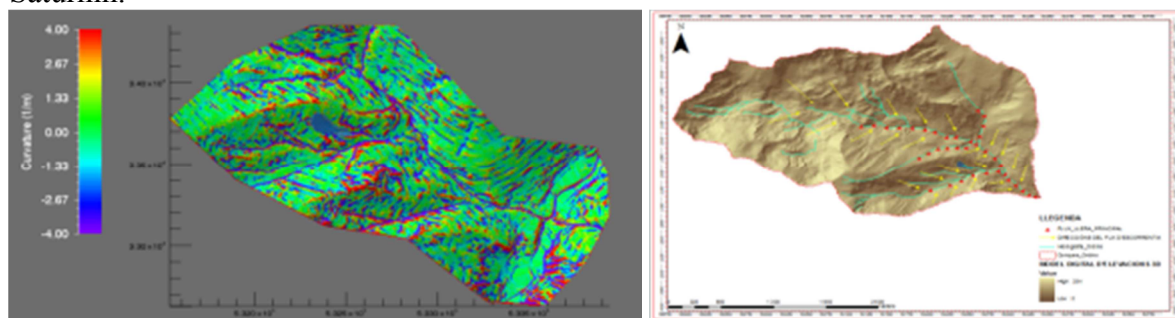


Figura 11 y 12: Mapa de curvatura de la cuenca de la Angonella .Elaboración propia.

3.5 MELTON RATIO

El último parámetro geomorfológico analizado, ha sido un método propuesto por Wildford en el cual, a partir del análisis de diferentes parámetros morfométricos de las cuencas hidrográficas y de diferentes relaciones entre ellas, determina la susceptibilidad de estas a generar un tipo u otro de flujo asociado a la dinámica torrencial: inundaciones, flujos hiperconcentrados y corrientes de derrubios. Para determinar la susceptibilidad de la producción de ciertos fenómenos en las cuencas donde hemos tenido evidencias de cicatrices etc. hemos utilizado la relación de *Melton vs la longitud de la cuenca*. [4]

La sub cuenca donde tenemos identificadas las cicatrices y que en una primera hipótesis es donde se originó el corriente de derrubios que destruyó la antigua Iglesia, presenta valores de

Melton de 0.75 y longitudes del cauce principal de 4 km. Estos valores indican que la cuenca es susceptible a generar flujos tipo corriente de derrubios (*Debris Flow*) reafirmando una vez más la posible veracidad de los relatos antiguos y la leyenda de san Saturnin.

Variables	Límites de clase		
	Inundaciones	Flujos hiperconcentrados	Corrientes de derrubios
R. Melton vs Longitud	R. Melton < 0.3	R. Melton 0.3 – 0.6	Relación de Melton > 0.6 y Longitud < 2.7
		R. Melton > 0.6 y Longitud > 2.7	
R. Melton vs R. Relieve	R. Melton < 0.3	R. Melton 0.3 - 0.77	Relación de Melton > 0.77 y Relación de Relieve > 0.42
		R. Melton > 0.77 y R. Relieve < 0.42	
R. Relieve vs Longitud	R. Relieve < 0.15	R. Relieve 0.15 – 0.35	Relación de Relieve > 0.35 y Longitud < 2.7
		R. Relieve > 0.35 y Longitud > 2.7	

Figura 13: valores de los parámetros propuestos para clasificar los diferentes tipos de flujos Torrenciales Wilford [4]

4. GEOLOGIA Y ANALISI DE ESTABILIDAD

Tanto el área fuente del deslizamiento y material disponible, como el cono de deyección donde hemos situado la antigua Iglesia de San Saturnin, tenemos “*tills*” glaciales o material morrénico. El material morrénico son depósitos sedimentarios originados por la acción de los glaciares cuaternarios. Estos, están formados generalmente por clastos con morfologías más o menos redondeadas, si bien también, se encuentran clastos sub angulosos, englobados en una matriz arenosa o lutítica y generalmente suportados por la matriz. Las arenas suelen estar formadas por antiguos componentes detríticos del granito, mientras que la fracción lutítica suele venir de antiguos componentes filíticos y “pizarrosos”. En general, se distribuyen por el conjunto del Valle en contacto con el sustrato rocoso y a menudo pueden estar parcialmente cubiertos por depósitos de vertiente (coluviones) y de fondo de valle.



Figura 14 y 15: Fotografías de la Área fuente del deslizamiento. Fuente propia.

4.1 ANALISIS DE ESTABILIDAD

Se ha realizado un análisis de estabilidad bidimensional de toda la cuenca y un análisis unidimensional de la zona de la hipotética cicatriz a partir de: los parámetros físicos de la formación descrita anteriormente (Cohesión, ángulo de fricción interna, conductividad

hidráulica), el modelo digital de elevaciones con una malla de cálculo de 2m x 2m, y una intensidad de lluvia asociada a un período de retorno de 200 años. El cálculo bidimensional se ha realizado mediante el programa con interacción GIS “*Infinite Slope Programme*”, el cual utiliza la formulación del talud infinito definida por Montgomery y Dietrich [5]. El análisis unidimensional o en sección, se ha realizado a través del programa Geo-Slope, basado en el método de cálculo del equilibrio límite.

En ambos análisis se han obtenido factores de seguridad entre 0.39-0.6, muy por debajo de 1, en las zonas donde se identifican las cicatrices, lo que indica que estas zonas con sedimento disponible y movilizable son altamente inestables.

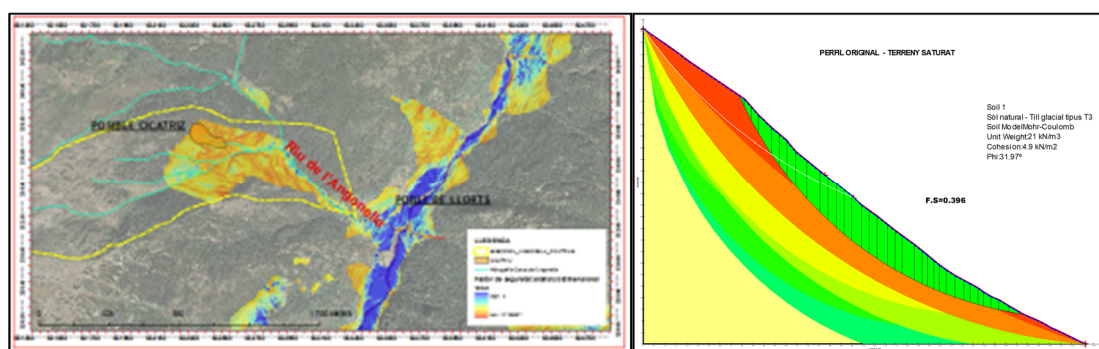


Figura 16 y 17: Clasificación y mapa de resultados “*Infinite Slope Program*”; y perfil de estabilidad del terreno saturado hecho con el software “*Geoslope*”. Elaboración propia.

5. IDENTIFICACIÓN Y DETERMINACIÓN DE LA CICATRIZ CAUSANTE DEL CORRIENTE DE DERRUBIOS.

A partir del testimonio histórico oral y escrito (leyenda de San Saturnin), de las inspecciones de campo, vuelo de reconocimiento en helicóptero, la fotointerpretación de fotografías aéreas (antiguas y recientes), los análisis geomorfológicos y los análisis de estabilidad de suelos; se ha determinado con bastante precisión la superficie que se cree causante del corriente de derrubios. Dicha superficie presenta un área total en planta de 17.625 m².

Para estimar el volumen movilizado se han efectuado una serie de medidas en la fase de trabajo de campo, así como perfiles topográficos de la zona deslizada, obteniendo puntos de rotura de hasta 4 metros. Por ponderación de las diferentes potencias de suelo movilizable, se ha cogido un valor medio de 3m de potencia, obteniendo un volumen total en proyección, de 65.697 m³.

6. FACTORES DESENCADENANTES DEL CORRIENTE DE DERRUBIOS.

Los corrientes de derrubios pueden estar ocasionados por una actividad sísmica, precipitaciones largas e intensas o fundición de nieve; lluvias después de un incendio forestal, tala desmesurada de árboles o construcción de carreteras; deslizamientos de ladera, desguace

rápido de un lago glacial o de un lago interior de cráteres volcánicos; o por el impacto de un curso de agua a alta velocidad cuando cae de una vertiente rocosa (*efecto firehose*).

Las cuencas pequeñas y con mayor pendiente tienen mayor potencial para transportar un mayor porcentaje de sedimento durante un corriente de derrubios. [5]

En este sentido nuestro contexto de estudio presenta las principales características para el desencadenamiento de un corriente de derrubios, estas características se resumen como:

Un área fuente de sedimento donde tengamos formaciones superficiales relativamente permeables (sustrato rocos meteorizado, coluviones o tills.); un fuerte pendiente topográfico; un aporte intenso de humedad; una escasa cubierta vegetal.

7. ANALISIS NUMÉRICO.

Finalmente, y una vez estudiadas todas las características que definen la cuenca de la Angonella (geomorfología, geología etc.) se realiza una simulación numérica mediante el software específico para simular corrientes de derrubios (granulares), RAMMS (Rapid Mass Movement) desarrollado por la WSL/SLF Suiza. [6]

El programa está calibrado a escala real en Illgraben (Suiza) y utiliza el modelo de Voellmy (1955). Voellmy propuso una ecuación para la tensión a la base integrada de dos términos: un término de fricción y un término de turbulencia.

$$S = \mu \rho H g \cos(\theta) + \frac{\rho g U^2}{\xi} \quad (1)$$

Dónde:

- ρ es la densidad de fluido.
- g es la constante gravitacional.
- h es el calado.
- θ es el ángulo de inclinación.
- U es la velocidad media
- ξ es el coeficiente de Chézy. El primer término es el término friccional de Mohr-Coulomb, y el segundo es el término turbulento de Chézy.

Los parámetros μ y ξ , los cuales son función de la reología del material, están determinados en base a retro-análisis efectuados en antiguos episodios producidos en el Principado de Andorra y en base al conocimiento geológico del material.

Estos coeficientes son:

Material	μ	ξ (m/s ²)	Densidad (kg/m ³)	Cohesion (Pa)
Till+lutites	0.15	200	1.800	0

Tabla 1: Parámetros reológicos. Fuente Marcel Hurlimann

7.1 RESULTADOS DEL MODELO NUMÉRICO

A continuación se muestran los resultados de alturas de sedimento y presiones dinámicas, obtenidos del modelo numérico “RAMMS”.

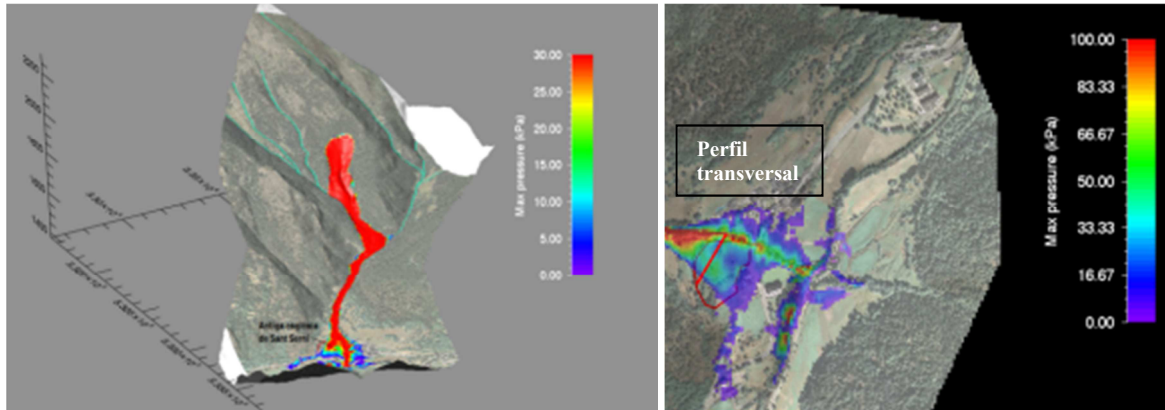


Figura 18 y 19: Resultados de alturas de sedimento y presiones dinámicas, de la simulación numérica.

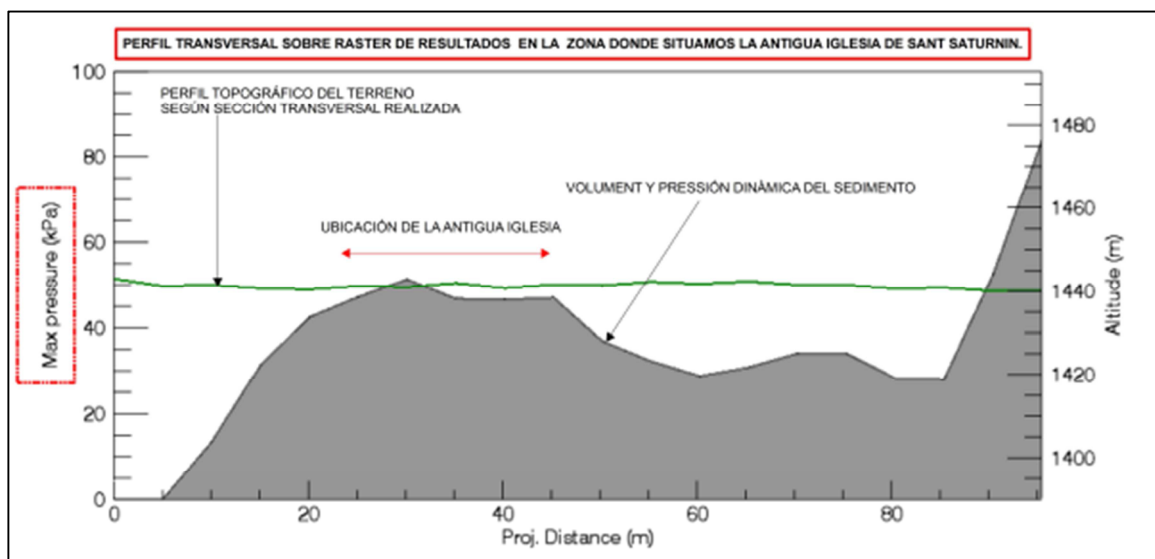


Figura 20: Grafico de Resultados de alturas de sedimento y presiones dinámicas, de la simulación numérica.

Tenemos presiones dinámicas de hasta 55 kpa a la parte donde situamos la antigua Iglesia de San Saturnin. Las presiones están calculadas sin tener en cuenta la estructura de la Iglesia, la cual actuaría como una estructura de obstrucción al flujo provocando un aumento de los calados de sedimento y presiones dinámicas. La presiones obtenidas se encuentran por encima de los 30 Kpa (valor de referencia normativo en términos de peligrosidad de un flujo granular). Podemos por lo tanto afirmar que tenemos presiones suficientes para producir daños estructurales graves, y más aún si en aquel tiempo en el Pirineo se realizaban construcciones precarias con paredes de piedra y barro.

8-CONCLUSION FINAL

Habiendo analizado minuciosamente todos los parámetros interdisciplinarios expuestos en el presente artículo: indicios histórico- testimoniales, parámetros morfométricos, características geológicas de la Cuenca y modelos numéricos de estabilidad de laderas y corrientes de derrubios; podemos concluir que existen pruebas suficientes para afirmar la existencia de una antigua Iglesia en el pueblo de Llorts y como un supuesto suceso de inestabilización de ladera pudo originar un corriente de derrubios de una magnitud e intensidad suficiente para destruir-la entre los años 1633 y 1738; obligando a la gente del pueblo a reconstruir dicha Iglesia a un lugar más seguro, no adyacente al río de la Angonella ni situado en su cono de deyección.

El hecho de haber demostrado un suceso histórico como el presentado en este artículo, mediante la combinación del análisis de varios elementos tan diferenciados científicamente entre sí, nos ha dado una visión global y al mismo tiempo específica de cómo pudo ocurrir la catástrofe natural del Pueblo de Llorts, presentando una metodología basada en una sucesión de pruebas circunstanciales y científicas que hacen que las conclusiones adopten una cierta solidez.

Por último y como mensaje final del artículo afirmar que el problema derivado de los riesgos naturales no está siempre estrictamente sujeto a la naturaleza y su funcionamiento, sino en la relación que se establece entre esta, el territorio y los seres humanos que lo habitan.

REFERENCIAS

- [1] STRAHLER, Alan; STRAHLER, Arthur. *Physical geography*. John Wiley & Sons, 2007.
- [2] RACCA, Juan Manuel Gonzalo. Análisis hipsométrico, frecuencia altimétrica y pendientes medias a partir de modelos digitales del terreno. 2007.
- [3] Alién Bukley, ArcGis Help, versió 9.3 any 2011.
- [4] D. J. Wilford, M. E. Sakals, J. L. Innes, R. C. Sidle, W. A. Bergerud “Recognition of debris flow, debris flood and flood hazard through watershed morphometrics”, *Journal Landslides*, March 2004, Volume 1, Issue 1, pp 61-66.
- [5] COSTA, John E.; WILLIAMS, Garnett P. Debris-flow dynamics. sn., 1984.
- [6] David R. Montgomery, William E. Dietrich “A physically based model for the topographic control on shallow landsliding”, *Water Resources Research* Volume 30, Issue 4, pages 1153–1171, April 1994.
- [7] RAMMS User Manual Debris Flow v1.5. SLF (Institut federal Suís). Any 2012.

REACTIVACIÓN DE UN DESLIZAMIENTO COSTERO. LA URBANIZACIÓN DE MARINA DEL ESTE (ALMUÑÉCAR, GRANADA): MONITORIZACIÓN MEDIANTE TÉCNICAS PSInSAR E INCLINOMETRÍA

Jose Miguel AZAÑÓN⁽¹⁾, Davide NOTTI⁽¹⁾, Jorge P. GALVE⁽¹⁾, Rosa María MATEOS⁽²⁾, Oriol MONTSERRAT⁽³⁾, Francisco J. ROLDÁN⁽²⁾, Francisca FERNÁNDEZ-CHACÓN⁽¹⁾, Vicente PÉREZ-PEÑA⁽¹⁾

- (1) Departamento de Geodinámica de la Universidad de Granada. Campus Universitario Fuentenueva, 18071 Granada. E-mail: jazanon@ugr.es; davidenotti@gmail.com; jpgalve@gmail.com; paquifchacon@ugr.es
- (2) Instituto Geológico y Minero de España (IGME). Urbanización Alcázar del Genil. Edificio Zulema, bajos. 18006 Granada. E-mails: rm.mateos@igme.es; fj.rolدان@igme.es
- (3) Divisi3n de Geomática del Centre Tecnol3gic de Telecomunicacions de Catalunya (CTTC). Parc Mediterrani de la Tecnologia (PMT), Edifici B4. Avenida Carl Friedrich Gauss, 7. 08860 Castelldefels. E-mails: oriol.monserrat@cttc.cat

RESUMEN

En el presente trabajo se muestra el caso del complejo residencial Marina del Este, en el municipio costero de Almuñécar (Granada). La urbanización sobre la ladera comenzó en el año 1977, con la construcción de un puerto deportivo, y se ha ido extendiendo ladera arriba durante los últimos 40 años ocupando la superficie de un antiguo deslizamiento. Un largo historial de medidas correctivas, de contención y de drenaje, han intentado paliar los daños aparecidos sobre las viviendas, sin éxito hasta el momento. Se ha llevado a cabo un análisis de la actividad del deslizamiento mediante el procesado e interpretación de 25 imágenes ENVISAT correspondiente al periodo 2003-2009. Los resultados muestran una actividad de la ladera para este periodo, con velocidades que varían entre 5-15 mm/año. Adicionalmente, se han interpretado los datos de un inclinómetro con medidas continuas durante el periodo lluvioso 2009-2011, que muestran un incremento considerable de la actividad del movimiento, con valores de velocidad hasta 10 veces superiores a las detectadas con PSInSAR, entre 40-90 mm/año. Las viviendas más dañadas se localizan en los flancos y el pie del deslizamiento, donde algunas casas y locales han sido desalojados. Las modificaciones realizadas en la ladera para su urbanismo reactivó el deslizamiento preexistente y las intensas lluvias acaecidas durante los inviernos 2009 y 2010 aceleraron considerablemente el movimiento causando una dispersión de daños en el complejo residencial, que continúa.

1. INTRODUCCIÓN

El rápido e intenso desarrollo urbanístico de la franja costera mediterránea española durante los últimos 20 años ha incrementado significativamente los casos de urbanizaciones afectadas por deslizamientos. En ciertos casos, el urbanismo se ha llevado a cabo sobre deslizamientos en estado latente, ya que ofrecen unos terrenos menos abruptos y, por consiguiente, más favorables a los asentamientos. Aquéllos deslizamientos preexistentes en zonas costeras, con parámetros residuales de resistencia, pueden reactivarse fácilmente con la mera acción de la erosión costera. Si adicionalmente se modifican sus condiciones morfológicas y de drenaje, y se carga la ladera con el peso de las edificaciones, los problemas suelen aparecer rápidamente. Un buen ejemplo de esta casuística ha tenido lugar en el complejo residencial Marina del Este, en la costa granadina del municipio de Almuñécar (Fig. 1).

El presente trabajo se focaliza en el estudio de lo ocurrido en Marina del Este, cuyo desarrollo urbanístico comenzó en 1977 con la construcción de un puerto deportivo, y se extendió con la edificación de numerosas viviendas, ladera arriba, durante los últimos 40 años. A lo largo de este tiempo, se han llevado a cabo medidas de drenaje y contención en la ladera, con la finalidad de intentar frenar los daños aparecidos en el puerto y las viviendas. Para la monitorización de la ladera se han utilizado 25 imágenes SAR tomadas por el satélite ENVISAT durante el periodo 2003-2009. Las medidas de deformación se han obtenido por la técnica PSI (Persistent Scatterer Interferometry) descrita en Crossetto et al. (2011), que permiten detectar movimientos lentos del terreno. Adicionalmente, la información de un inclinómetro instalado en el deslizamiento ha sido analizada. Las medidas datan de un periodo anual comprendido entre abril 2010- abril 2011, coincidiendo con un periodo muy lluvioso en la región.

El principal objetivo de este trabajo es determinar la relación que existe entre la distribución y evolución de los daños en las viviendas, las medidas de deformación obtenidas, los datos meteorológicos de las lluvias acontecidas e intentar comprender la cinemática del deslizamiento y su evolución.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO

El complejo residencial Marina del Este se localiza en la cara oriental del Promontorio de la Punta de la Mona (Fig. 1), que delimita el extremo oriental de la Playa de La Herradura (Almuñécar, Granada). La urbanización se extiende sobre una ladera costera, de elevada pendiente ($>30^\circ$), a cuyo pie se encuentra el puerto deportivo que toma el mismo nombre. Las construcciones varían entre bloques de apartamentos a viviendas adosadas de 2-3 plantas. Existen también numerosos espacios comunes con piscinas, jardines, y pistas de paddle. Durante el verano se concentra una población en torno a las 2000 personas.

Desde el punto de vista geológico, el Promontorio de la Punta de la Mona está constituido por rocas metamórficas del Complejo Alpujárride (Azañón and Alonso-Chaves, 1996): gneises y esquistos grafitosos (Paleozoico), esquistos claros y cuarcitas (Permo-Trías) y una potente secuencia triásica de carbonatos (mármoles). La Punta de la Mona está constituida por una brecha milonítica formada por los esquistos grafitosos, las cuarcitas y los mármoles triásicos que, en su conjunto, determinan una zona cataclástica muy inestable. Adicionalmente los mármoles se encuentran muy karstificados, y son muy frecuentes los desprendimientos rocosos en la zona.

El análisis de la fotografía aérea de la zona, entre 1957 y 2010, permite reconocer el deslizamiento original en el paisaje y la ocupación progresiva de la ladera por las viviendas (Fig. 2). La fotografía de 1957 muestra la existencia de un deslizamiento con una longitud aproximada de 420 m y una anchura variable, entre 150-250 m. La superficie afectada, de unos $0,085 \text{ km}^2$, se localiza en los materiales brechoides, con una predominancia de esquistos grafitosos y bloques de mármoles. La cabecera del deslizamiento se sitúa a una cota de 115 m y el cuerpo se extiende hasta el mar.

En la Figura 4 A se ha representado el mapa geomorfológico de la ladera

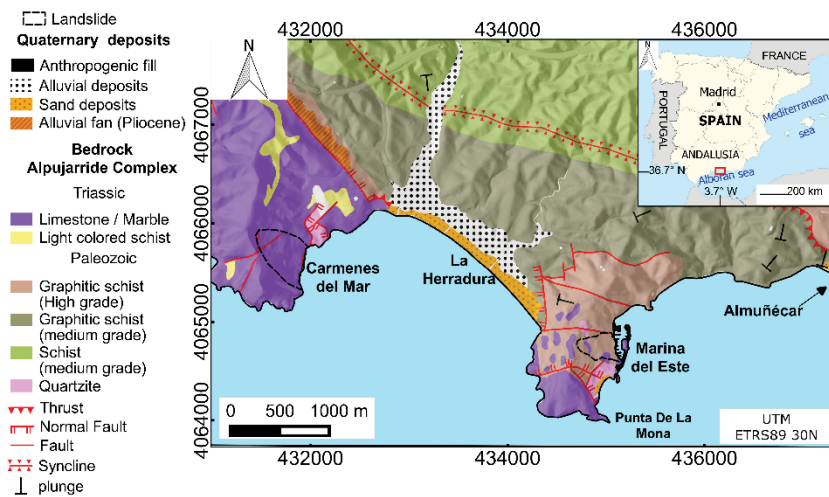


Fig. 1. Mapa geológico de la zona de estudio (modificado de García-Dueñas y Avidad, 1981)

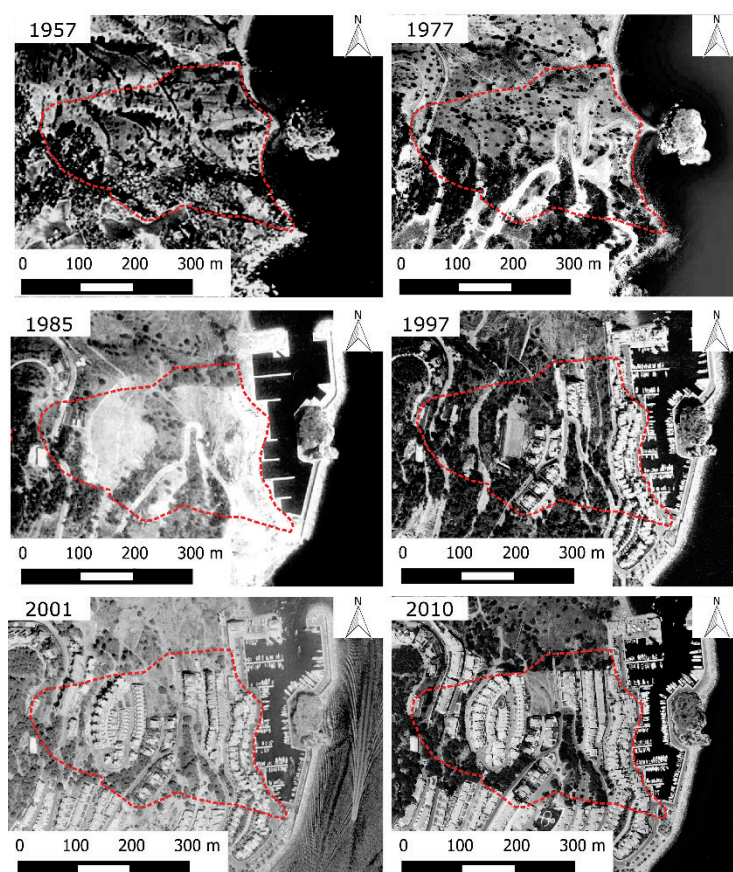


Fig. 2 Evolución de la ladera donde se localiza Marina del Este, desde 1957 hasta 2010. Se representan los límites del deslizamiento.

3. HISTORIAL E INVENTARIO DE DAÑOS

La fotografía de 1957 (Fig. 2) muestra una ladera aterrazada sin síntomas de movimiento. En 1977 se inician los primeros trabajos para urbanizar la ladera, con la apertura de las carreteras de acceso. El puerto deportivo y las primeras viviendas en su entorno se construyen entre la primera mitad de la década de los 80 y el año 1997 (unas 27 ha urbanizadas). A mediados de los 80 se empiezan a detectar los primeros daños en la zona del muelle, y en el año 1987 se llevan a cabo las primeras obras de drenaje y contención; se construyen 5 muros de contención y un túnel de drenaje en la parte inferior de la ladera (Fig. 4C). Desde 1997 hasta 2001, la urbanización se expande ladera arriba, ocupando una superficie de 57 ha, modificando completamente el drenaje natural de la ladera y su morfología natural. El 60% de las viviendas se construye directamente sobre el cuerpo del deslizamiento. El lluvioso invierno 2009-2010 incrementa la actividad del deslizamiento y genera numerosos daños, más extendidos que los correspondientes a la década anterior. Como consecuencia, en el año 2010 las autoridades locales deciden reparar los daños y adoptar mayores medidas de drenaje y contención: se perforan cuatro líneas de pozos de drenaje en la parte central del deslizamiento y se construye un muro bulonado en la parte superior de la ladera (Fig. 4C). Paralelamente, se inicia la monitorización de la ladera con inclinómetros.

En enero de 2015 se realiza un inventario de daños en las edificaciones, examinando en detalle las fachadas de unos 90 edificios, así como carreteras de acceso, pavimentos, muros comunes etc. Las viviendas fueron clasificadas en base a los daños que presentan, siguiendo la clasificación propuesta por Cooper (2008), que establece 7 grados de daños, desde 0 (sin daños) a 7 (colapso total). En la Figura 3 se representan algunas fotografías de los daños observados, y la Figura 4 C recoge el mapa inventario de daños realizado. Se observa que las zonas más afectadas (grado 4) son las situadas en las cotas inferiores del complejo, junto al puerto y donde se construyó el túnel de drenaje (hoy en día completamente distorsionado), donde algunas viviendas y locales ya han sido desalojados. También se observan daños de

grado 3 en numerosas viviendas localizadas en la cabecera y flanco meridional del deslizamiento. En un sector no incluido en el deslizamiento, y situado al sur de la cabecera del mismo, también se detectan daños importantes; una vivienda ha sido catalogada con daño 4 y se observan numerosas grietas y escalones en la carretera. Este sector fue de los últimos en construir y se procedió al nivelado de la ladera mediante un relleno. Los daños observados pueden estar relacionados con movimientos locales y diferenciales del relleno.

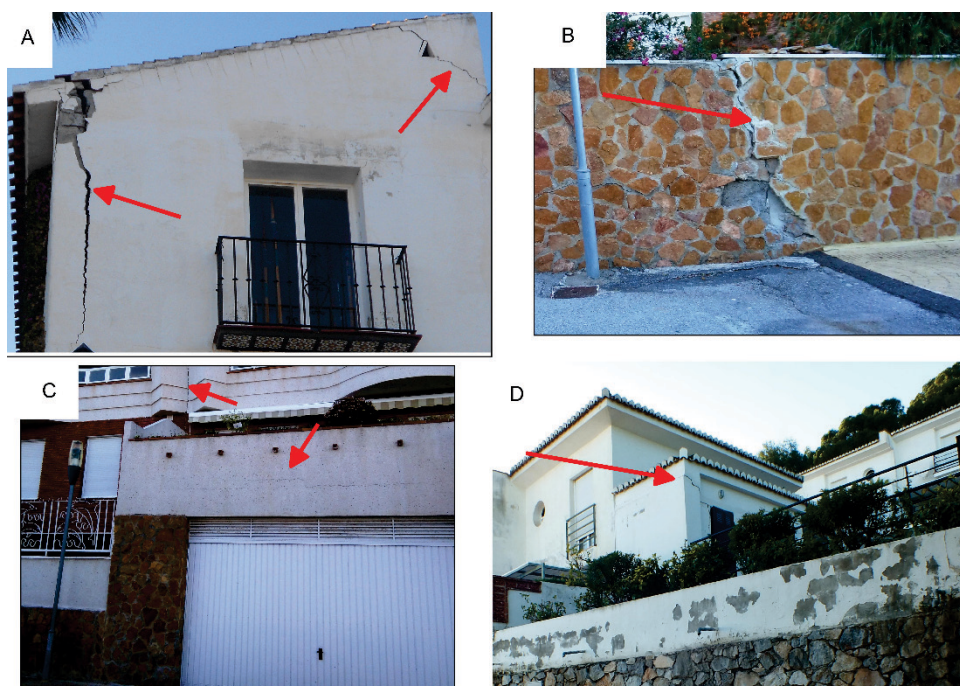


Fig. 3. Fotografías de daños detectados en las viviendas y muros. A) Vivienda cerca del Puerto, obsérvese que está apuntalada en su interior; b) Grieta en muro; c) Grietas en paramentos y juntas; d) Grietas en la vivienda situada al sur de la cabecera del deslizamiento, con grado 4 de daños (Cooper, 2008)

4. MONITORIZACIÓN

4.1. PSInSAR

Un conjunto de 25 imágenes SAR del satélite ENVISAT han sido empleadas para el presente trabajo (en geometría ascendente), durante un periodo comprendido entre mayo 2003 y

diciembre 2009. La orientación E-O de la ladera, y la presencia de numerosos edificios que actúan de buenos reflectores, han permitido obtener buenos resultados, en cuanto a densidad de puntos de deformación (PS) se refiere (350-400 PS/km²). Las medidas de deformación se han obtenido siguiendo el procedimiento PSI descrito en Crosetto et al. (2011) y Devanthery et al (2014). Se han generado 138 interferogramas diferenciales partiendo de las 25 imágenes SAR. La componente atmosférica no ha sido considerada dado el reducido tamaño de la zona de estudio (± 1 km²). Los resultados otorgan una velocidad de deformación a cada PS, pudiendo generar el mapa de deformaciones de la Figura 4b. Adicionalmente se obtienen las series temporales de deformación para cada PS.

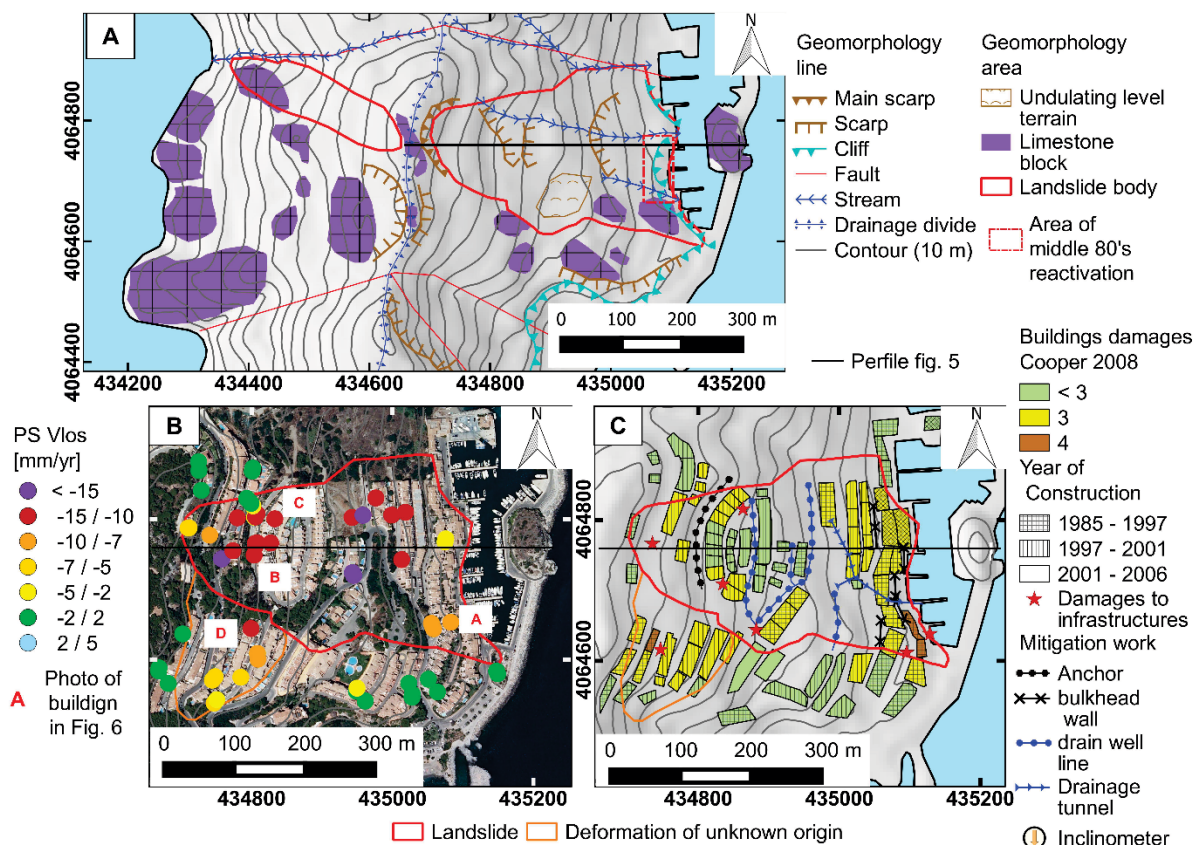


Fig. 4. a) Mapa geomorfológico de la zona de estudio, señalando los límites del deslizamiento que se observa en la fotografía aérea de 1957; b) mapa de velocidad (Vlos) de los PS obtenidos (ENVISAT 2003-2009) sobre la

fotografía aérea más actual; c) mapa de daños en base a la clasificación de Cooper (2008) y principales elementos de contención y drenaje acometidos en la ladera

4.2. INCLINÓMETRO

En el año 2010 se instaló un inclinómetro en la parte central de la ladera. El inclinómetro localizó la superficie de rotura del deslizamiento a una profundidad de 20 m (Fig. 6). Las medidas se realizaron con una cadencia mensual a lo largo de todo un año, desde abril de 2010 hasta abril de 2011. Adicionalmente, se han recopilado los datos de lluvia diarios de las dos estaciones más cercana a la zona de estudio (Almuñécar N°6266 y 6222 de la AEMET), durante un largo periodo comprendido entre 2003-2014. Se constata que el invierno 2009-2010 fue muy lluvioso en la región, con lluvias que superan el doble de la media para este periodo. También fueron lluviosos los inviernos 2010-2011 y 2012-2013. Toda esta información ha sido procesada e integrada junto a los datos obtenidos de la monitorización PSInSAR e inclinómetro. La figura 5 muestra los resultados obtenidos que se comentarán a continuación.

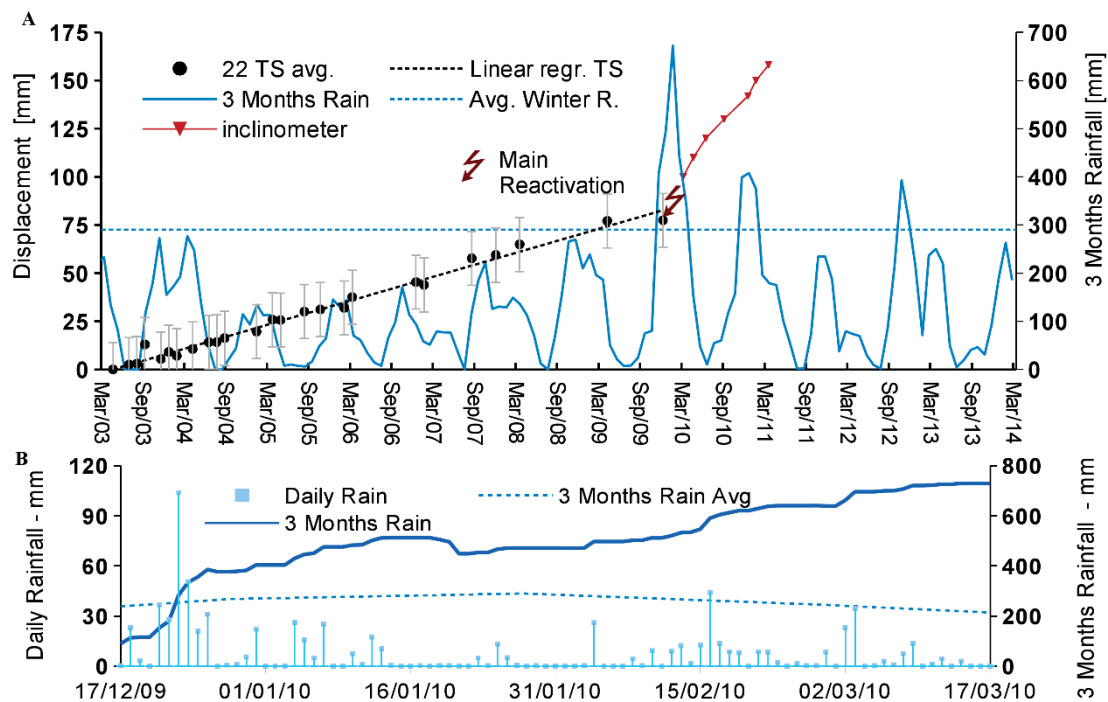


Fig. 5. A) Relación entre la lluvia (acumulada- 3 meses) y la actividad del deslizamiento según la monitorización PSInSAR e inclinómetro, desde marzo 2003 hasta marzo 2014. B) Detalle del periodo lluvioso comprendido entre diciembre 2009-marzo 2010, mostrando los valores de lluvia diaria y acumulada (3 meses).

5. RESULTADOS

El procesado PInSAR permitió estimar la deformación sobre 69 PS, cuya distribución queda recogida en la Figura 4b. En general, los PS que muestran actividad (> 5 mm/año) se localizan dentro del deslizamiento. No obstante, se localizan también algunos puntos activos (velocidades entre $-5/-15$ mm/año) fuera de los límites del deslizamiento, en el sector suroccidental (indicado como D en la Fig. 4b), que corresponde a la zona anteriormente mencionada con daños en las viviendas y en la carretera, y cuyo origen parece estar relacionado con movimientos diferenciales en el relleno empleado para construcción.

Las velocidades de deformación (Vlos) en la superficie deslizada varían entre -5 y -15 mm/año, con valores medios de -11 mm/año, lo que equivaldría a velocidades entre $8-25$ mm/año, si se proyectara la velocidad en la dirección paralela a la ladera. Estos valores nos están indicando movimientos extremadamente lentos, según la clasificación de Cruden &

Varnes (1996). La distribución de los PS remarca mayores velocidades en la cabecera y la zona central inferior del deslizamiento, donde se han detectado daños en los edificios de grado 3. No obstante, las zonas con mayores daños (grado 4) no coinciden con los PS de mayores velocidades, no hay una buena correlación. Las series temporales de deformación (Fig. 5A) para el periodo monitorizado con PInSAR (2003-2009) muestran un incremento lineal de los desplazamientos (sin pulsos), a pesar de la escasez de lluvias para este periodo.

Curiosamente, pocos días después de la última imagen de ENVISAT (diciembre 2009), comienza un periodo muy lluvioso en la región, que se prolonga hasta la primavera. Los valores de lluvia acumulada (3 meses) alcanzan valores de 700 mm, frente a los 250 mm de media (Fig.5A). La fig. 5B muestra un pico de lluvia diario de hasta 110 mm/día a finales de 2009. Este episodio lluvioso juega un papel fundamental en la reactivación del deslizamiento y despliega daños extensivos en la urbanización.

Las medidas obtenidas con el inclinómetro (entre abril 2010-abril 2011) muestran rangos de velocidad que oscilan entre los 40 mm/año (verano 2010) y los 90 mm/año obtenidos en los meses invernales 2010-2011, también bastante lluviosos. El último valor del inclinómetro (abril 2011) revela una desaceleración del movimiento, con valores de 50 mm/año (Fig. 5A).

Como síntesis de los trabajos de campo realizados, y teniendo en cuenta datos geológicos de la ladera recogidos en el informe de AYESA (2011), se ha elaborado la figura 6, que representa un corte geológico O-E de la ladera donde se interpreta un deslizamiento planar, cuya superficie de rotura se localiza a 20 m de profundidad y se sitúa en el contacto superior de los esquistos grafitosos.

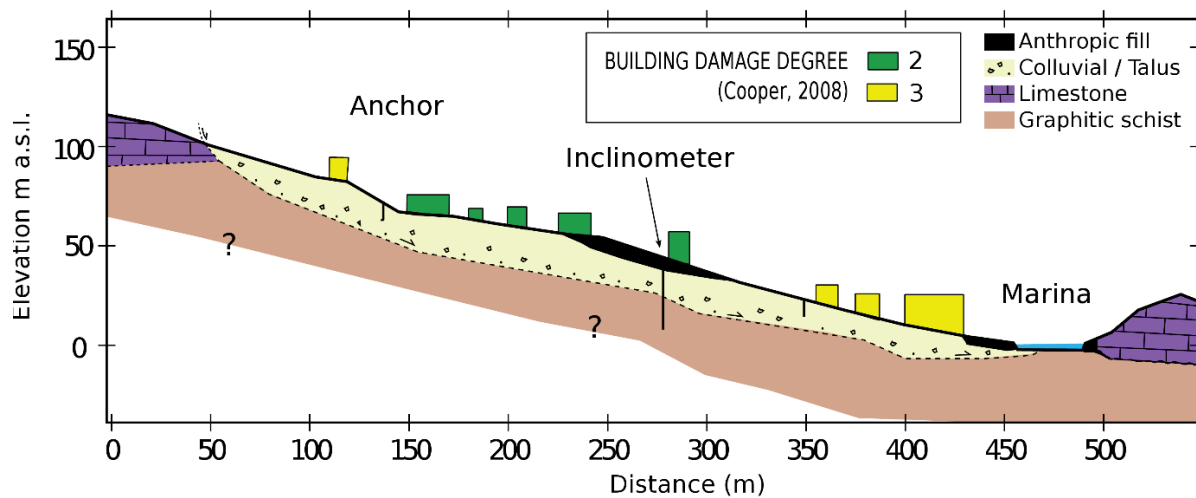


Fig. 6. Perfil geológico O-E derivado de AYESA (2011) y representación de la clasificación de los edificios (no están a escala) según sus daños. Se interpreta un deslizamiento planar con la superficie de rotura a 20 m de profundidad sobre una base de esquistos grafitosos

6. CONCLUSIONES

Marina del Este es un caso interesante de patologías asociadas a la reactivación de un deslizamiento costero. Aunque se tomaron medidas desde el principio para intentar retener el movimiento, éstas no fueron suficientes. El episodio lluvioso ocurrido durante el invierno 2009-2010 reactivó considerablemente el deslizamiento, generando daños extensivos a numerosas zonas de la urbanización. Actualmente hay algunas viviendas y locales desalojados en la zona del puerto.

Los datos PSInSAR revelan que el deslizamiento ya estaba activo antes del evento lluvioso, con velocidades entre 5-15 mm/año, y con una tendencia lineal durante el periodo de monitorización (2003-2009). Las lluvias del invierno 2009-2010 aceleraron hasta 10 veces la velocidad del movimiento. El inclinómetro revela velocidades de hasta 90 mm/año durante el periodo de control (2010-2011).

El modelo geológico establece la existencia de un deslizamiento planar, ya reconocible en la fotografía aérea de 1957, con una superficie de rotura localizada a 20 m de profundidad,

sobre la base de unos esquistos grafitosos muy tectonizados.

Marina del Este pone de manifiesto la imperiosa necesidad de incluir adecuadamente los estudios de riesgos geológicos en la planificación urbanística, y muy especialmente en regiones costeras acantiladas.

REFERENCIAS

- AYESA (2011). Proyecto constructivo de mediada de estabilización del deslizamiento de la ladera de Punta de la Mona, Almuñécar, Granada. Informe interno (sin publicar).
- Azañón JM, Alonso-Chaves FM (1996). Alpine tectono-metamorphic evolution of the Tejeda Unit, an extensionally dismembered Alpujarride Nappe (Western Betics). *Comptes rendus de l'Académie des sciences. Série 2. Sciences de la terre et des planètes*, 322(1), 47-54.
- Cooper AH (2008). The classification, recording, databasing and use of information about building damage caused by subsidence and landslides. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 41(3), 409-424.
- Crosetto M, Monserrat O, Cuevas M, Crippa B (2011). Spaceborne Differential SAR Interferometry: Data Analysis Tools for Deformation Measurement. *Remote Sens.* 2011, 3, 305-318.
- Cruden DM and Varnes DJ (1996). Landslides Types and Processes. In: Turner A.K. & Schuster R.L. (Eds.) *Landslides: Investigation and Mitigation*. Transportation Research Board Special Report 247. National Academy Press, WA, 36-75.
- Devanathéry N, Crosetto M, Monserrat O, Cuevas-González M, Crippa B (2014). An Approach to Persistent Scatterer Interferometry. *Remote Sensing*, 6(7), 6662-6679.
- García Dueñas V y Avidad J (1981). Memoria y Mapa Geológico de España. E: 1:50,000. N 1055. IGME, 36 p.

SISTEMA DE ALERTA PARA PROCESOS TORRENCIALES A ESCALA REGIONAL COMBINANDO MAPAS DE SUSCEPTIBILIDAD Y DATOS DEL RADAR METEOROLÓGICO

Marcel HÜRLIMANN^{*}, Marc BERENGUER[†], Rosa PALAU^{*,†}, Daniel SEMPERE[†]

^{*} Division of Geotechnical Engineering and Geosciences
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental,
BarcelonaTECH UPC

[†] Centro de Investigación Aplicada en Hidrometeorología CRAHI
BarcelonaTECH UPC

RESUMEN

Los procesos torrenciales como las corrientes de derrubios o flujos hiperconcentrados causan frecuentemente daños importantes e incluso muertos en zonas montañosas. Para afrontar este peligro, los sistemas de alerta son una herramienta muy útil en la mitigación de los impactos de estos procesos hidro-morfológicos. El presente estudio ha desarrollado, implementado y validado un sistema de alerta a escala regional que determina en tiempo real el nivel de alerta en cada subcuenca de una zona seleccionada. Los principales datos de entrada son un mapa de susceptibilidad y la situación meteorológica que se obtiene mediante el radar. Mediante la aplicación de la técnica de lógica difusa y funciones de pertenencia, el mapa de susceptibilidad y el campo de lluvia se determina en cada subcuenca una de tres posibles clases, y finalmente con una matriz de alerta se calcula uno de los tres niveles de alerta (baja, media o alta). Los resultados del sistema de alerta y su validación han sido muy positivos y demuestran la gran utilidad de estas herramientas.

1. INTRODUCCIÓN

Los procesos torrenciales como las corrientes de derrubios o flujos hiperconcentrados son fenómenos naturales comunes en la mayoría de las zonas montañosas del mundo y causan pérdidas económicas importantes y humanas (p.ej. Petley 2012). La ocurrencia de estos flujos en los Pirineos ha sido menos estudiada que en otras regiones, pero los datos recientes

sobre su impacto han demostrado su importancia (p.ej. Alcoverro et al. 1999; Portilla et al. 2010).

Los sistemas de alerta temprana son herramientas muy útiles para la mitigación del riesgo reduciendo las consecuencias y finalmente las pérdidas económicas (United Nations Environment Programme 2012). La mayoría de las publicaciones recientes sobre sistemas de alerta temprana incluyen umbrales de lluvia y están relacionados con deslizamientos superficiales y/o corrientes de derrubios (p.ej. Aleotti 2004; Jakob et al. 2006; Baum y Godt 2010; Brunetti et al. 2010). Sin embargo, también hay algunos sistemas de alerta temprana basados en la humedad del suelo (Baum y Godt 2010; Greco et al. 2010). Los sistemas de alerta temprana se deberían basar en: i) la información sobre la susceptibilidad ante procesos torrenciales en la zona de estudio, y ii) mediciones y pronósticos de lluvia (p.ej. Hong y Adler 2007). La evaluación de la susceptibilidad se realiza generalmente relacionando la probabilidad de ocurrencia del proceso con una serie de variables que controlan su formación para identificar las ubicaciones más propensas a eventos futuros. Por otra parte, la medición de la lluvia se tiene que analizar y evaluar mediante umbrales que determinan la probabilidad de desencadenar procesos torrenciales.

El objetivo principal de este estudio es el desarrollo y la validación de un sistema de alerta temprana para procesos torrenciales a escala regional. La herramienta final deberá cumplir las siguientes condiciones: i) el tiempo computacional debe ser razonable para obtener un sistema operativo en tiempo real, ii) el resultado debe ser simple utilizando una clasificación de tipo semafórico (es decir tres clases de alertas: baja, media y alta), y iii) la herramienta debe tener una estructura flexible para poder ser aplicada fácilmente en otras zonas de estudio. Hay que añadir que esta comunicación es un resumen adaptado de la publicación Berenguer et al. (2015).

2. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El estudio se ha llevado a cabo en dos zonas de los Pirineos Centrales-Orientales (Figura 1) sobre un área que abarca un total de unos 2750 km². Las zonas están situadas en el Pirineo Axial y Pre-Pirineo, respectivamente, y las elevaciones de las zonas de estudio oscilan entre 400 y 3100 m snm.

Las condiciones climáticas en estas zonas se ven afectadas por tres factores: i) los vientos del oeste provenientes del Atlántico Norte, ii) la proximidad del Mar Mediterráneo, y iii) los efectos orográficos de los Pirineos. Hay dos tipos comunes de precipitaciones que desencadenan flujos torrenciales en esta zona: por una parte, las lluvias de corta duración y alta intensidad relacionadas con tormentas convectivas de verano, y por otra parte las lluvias de intensidad moderada y duración más larga durante el período otoño / invierno (Hürlimann et al. 2003).

En este estudio también se utilizan datos de la cuenca instrumentada El Rebaixader (Hürlimann et al. 2014). Es una cuenca torrencial con una auscultación muy sofisticada que se instaló el año 2009 y que sigue estando operativa en la actualidad. La validación del sistema de alerta propuesto se ha realizado en esta cuenca y también en la cuenca Portainé. Las ubicaciones de estas dos cuencas están indicadas en Figura 1.

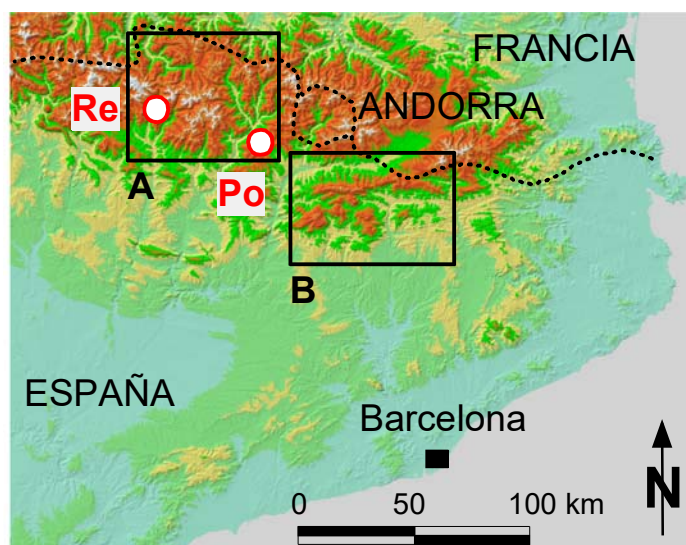


Figura 1. Situación general de la zona de estudio en el Pirineo Central-Oriental. Los rectángulos negros indican las zonas de estudio A y B y los puntos muestran las dos subcuencas seleccionadas para la validación del sistema de alerta (Re: El Rebaixader y Po: Portainé).

3. METODOLOGÍA APLICADA

La metodología se puede dividir en dos partes principales (Figura 2). Por un lado, el análisis de susceptibilidad (con factores principalmente estáticos) y por otro lado el análisis de las lluvias desencadenantes (factores dinámicos).

Las dos zonas de estudio (Figura 1) se han dividido en subcuencas de primer orden utilizando el método de Strahler y un modelo digital de elevación (MDE) con un tamaño de celda de 5 metros. Esta subdivisión ha dado lugar a un total de 896 subcuencas con áreas de 0.5 a 13 km².

Los datos del mapa de susceptibilidad se superponen en tiempo real con la situación meteorológica que observa el radar, y se calcula en tiempo real el nivel de alerta en cada subcuenca mediante una matriz de alerta (Figura 2).

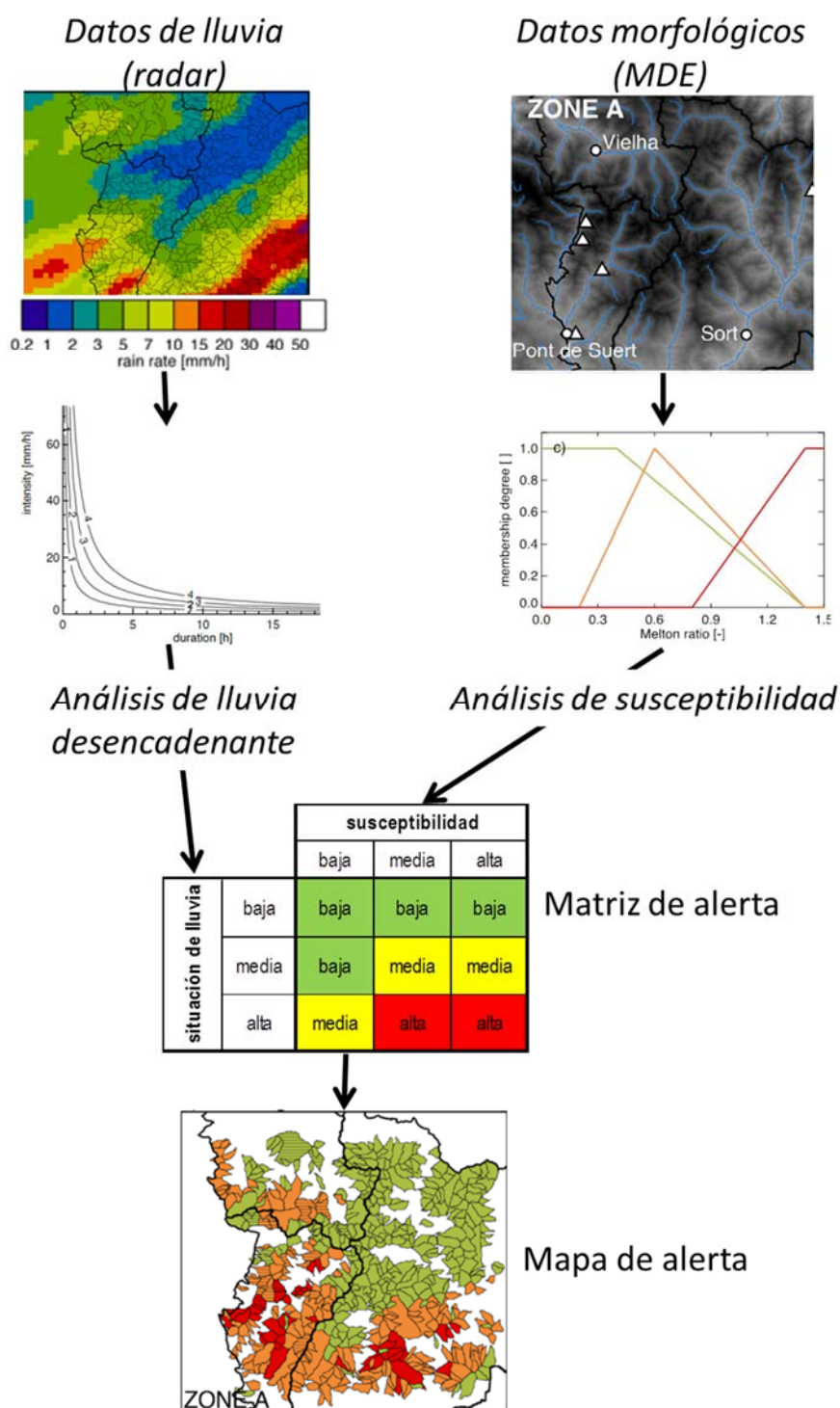


Figura 2. Metodología general del sistema de alerta elaborado en este estudio.

3.1. Análisis de susceptibilidad

En el presente estudio, el análisis de susceptibilidad se centra solamente en parámetros morfológicos de las subcuencas definidas anteriormente. Chevalier (2013) inventarió 342 corrientes de derrubios e investigó mediante herramientas estadísticas la susceptibilidad de las subcuencas incluyendo un total de 18 parámetros morfológicos. En el presente estudio se han seleccionado los siguientes cuatro parámetros, ya que son los más significativos de cara a evaluar la susceptibilidad de cada subcuenca: Melton ratio, pendiente media, orientación media y altura máxima.

Mediante la técnica llamada lógica difusa (“fuzzy logic”) y funciones de pertenencia (“membership functions”) se han definido una clase de susceptibilidad para cada subcuenca utilizando los cuatro parámetros morfológicos definidos anteriormente. Un ejemplo de funciones de pertenencia se ilustra en la Figura 3 para el Melton ratio que incluye la diferencia entre elevación máxima y mínima de la cuenca y su área (Wilford et al. 2004).

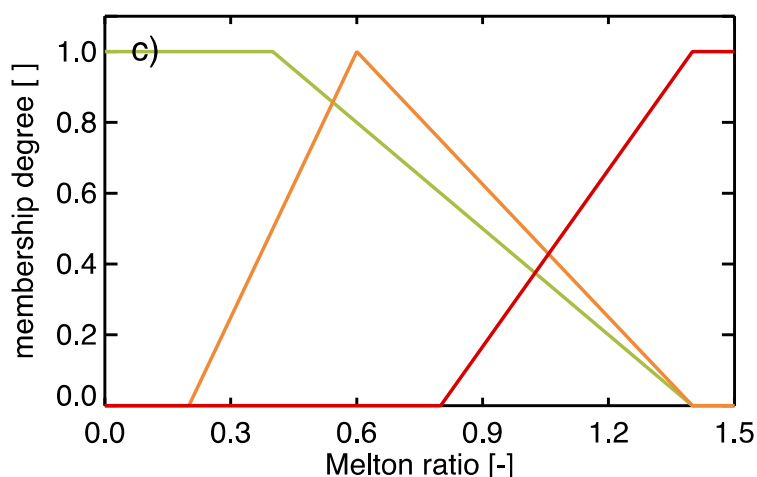


Figura 3. Ejemplo de una función de pertenencia del parámetro morfológico “Melton Ratio” utilizada para el análisis de susceptibilidad. Las líneas verde, naranja y roja corresponden a las clases de susceptibilidad baja, media y alta.

3.1. Análisis de la lluvia crítica

Las lluvias críticas que pueden desencadenar procesos torrenciales, corrientes de derrubios o deslizamientos, se definen normalmente con umbrales de lluvia (Guzzetti et al. 2008). Las técnicas para establecer estos umbrales se dividen en dos tipos principales: empíricas y físicas. En la Figura 4 se muestran un ejemplo de umbrales de cada uno de estos dos tipos.

En el presente estudio se ha escogido un umbral que está basado en un modelo físico de

infiltración de lluvia en el suelo (Papa et al. 2013). Este modelo determina finalmente el porcentaje de la superficie de la subcuenca en condiciones inestables. Estos porcentajes y las correspondientes funciones de pertenencia clasifican la situación de lluvia en cada subcuenca distinguiendo entre tres diferentes clases: baja, media y alta (Figura 2).

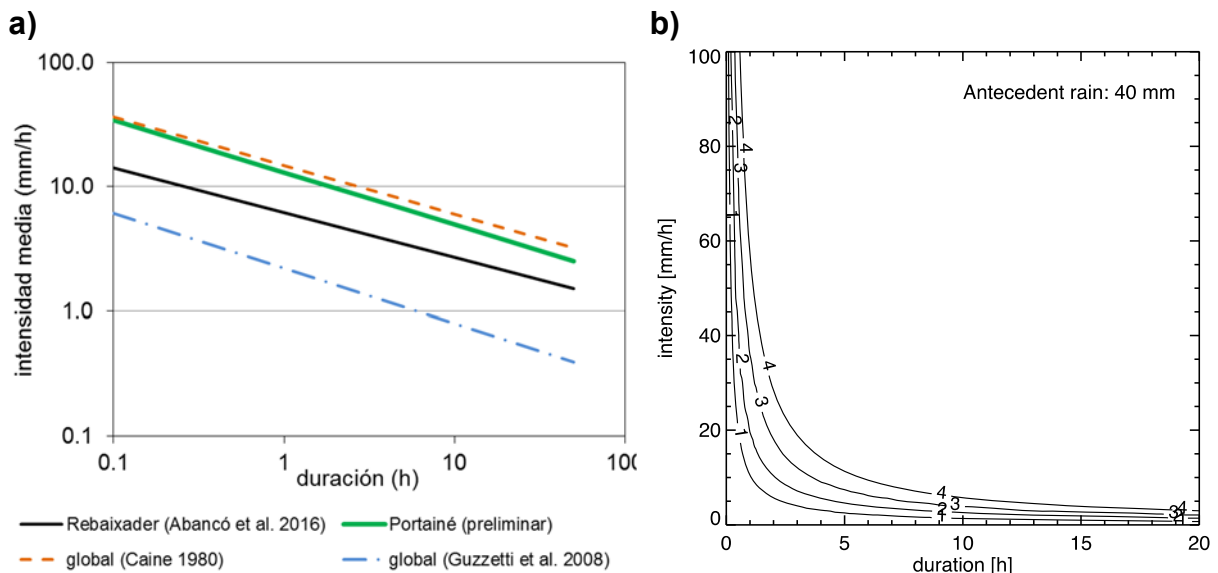


Figura 4. Umbrales de lluvia crítica para desencadenar procesos torrenciales, corrientes de derrubios o deslizamientos superficiales utilizando la relación duración - intensidad. a) Umbrales definidos mediante métodos empíricos (modificado de Hürlimann et al. 2017), y b) umbrales definidos mediante el modelo físico de Papa et al. (2013) que muestran el porcentaje del área inestable en la subcuenca con una lluvia antecedente de 40 mm.

4. RESULTADOS

4.1. Análisis de susceptibilidad

En la Figura 5 se puede observar el resultado del análisis de susceptibilidad para la zona A. Los resultados en las dos zonas (A y B) muestran que aproximadamente el 44 % (463 de las subcuencas) tienen una susceptibilidad baja. Solamente en 4 de estas (463 subcuencas) se han observado rasgos geomorfológicos que indican una actividad de corrientes de derrubios. Por el otro lado, casi la totalidad de subcuencas con índices de actividad tienen una clasificación de susceptibilidad media o alta.

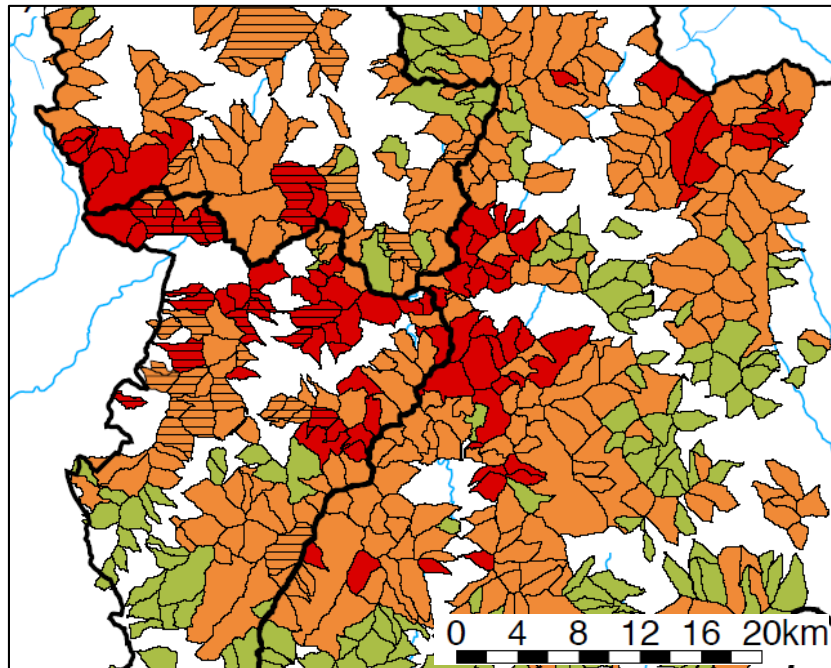


Figura 5. Mapa de susceptibilidad de la zona A. Cada subcuenca está clasificada en una de las tres clases de susceptibilidad: baja (verde), media (naranja) y alta (rojo). Las subcuencas que incluyen una o varias corrientes de derrumbios en el inventario están indicadas con líneas horizontales. Modificado de Berenguer et al. (2015).

4.2. Implementación del sistema de alerta

Para la implementación del sistema de alerta propuesto en este estudio, se han utilizado el mapa de susceptibilidad como factor estático y los datos de lluvia como factor dinámico. Finalmente, se ha escogido la lluvia acumulada durante 30 min en cada subcuenca como dato de entrada de este factor dinámico.

En la Figura 6, se muestra un ejemplo del campo de lluvia para el día 23 de julio de 2010 a la 1:30 UTC. La primera imagen (Figura 6a) indica la lluvia acumulada durante los 30 minutos anteriores observada en el radar meteorológico. La segunda imagen (Figura 6b) muestra la clasificación de la situación de lluvia en cada subcuenca según las tres clases. La tercera imagen (Figura 6c) presenta el resultado final del sistema de alerta indicando el nivel de alerta en cada subcuenca (utilizando las tres clases: baja, media y alta).

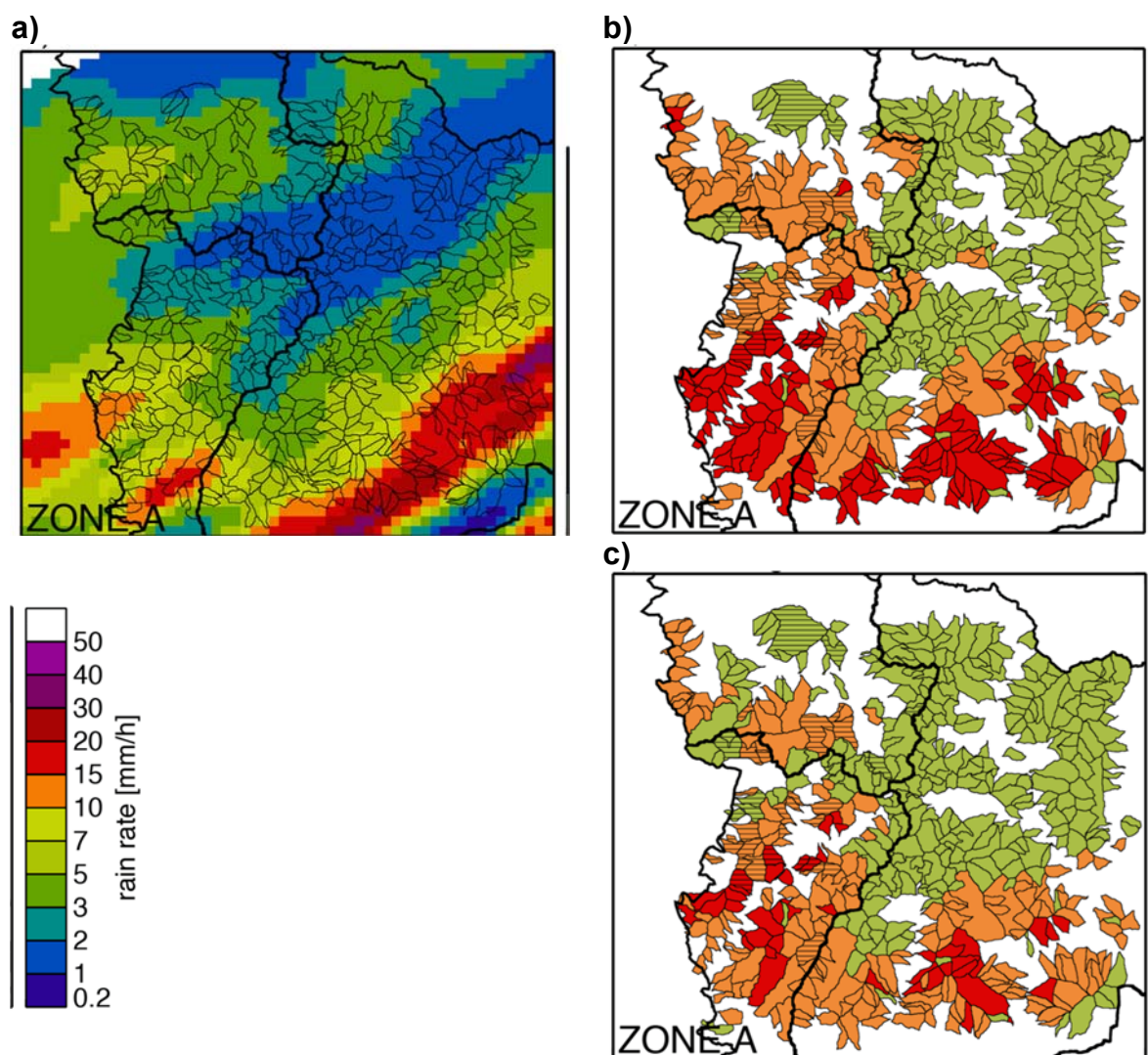


Figura 6. Ejemplo del sistema de alerta para el día 23 de julio de 2010 a la 1:30 UTC. a) Situación de lluvia observada mediante el radar meteorológico. b) Mapa de la situación de lluvia en cada subcuenca clasificada en una de las tres clases baja (verde), media (naranja) y alta (roja) mediante el modelo físico y el porcentaje del área inestable. c) Mapa de la situación de alerta indicando el nivel de alerta en cada subcuenca (utilizando los mismos colores y niveles que en b). Modificado de Berenguer et al. (2015).

4.3. Validación del sistema de alerta temprana

En este apartado se resume la validación realizada en las dos subcuencas, Rebaixader y Portainé, situadas en la zona A (ver Figura 1). La primera subcuenca está auscultada mediante múltiples sensores y ha sufrido frecuentes eventos de procesos torrenciales durante los últimos años (Hürlimann et al. 2014).

En la Figura 7 se muestran los tres eventos seleccionados para la validación del sistema de alerta en la subcuenca del Rebaixader. Hemos comparado tres registros diferentes que muestran las medidas de la lluvia para esta subcuenca: 1) el radar meteorológico, 2) el pluviómetro llamado “Senet” que forma parte del sistema de auscultación y que está instalado dentro de la cuenca de drenaje, y 3) el pluviómetro llamado “Barruera” que está situado a 6 km del Rebaixader. Los resultados son muy prometedores, ya que el sistema de alerta ha clasificado correctamente los niveles de alerta en cada uno de los tres eventos seleccionados. En los dos eventos con procesos torrenciales, el sistema ha llegado a indicar el nivel alto, sin embargo, en el segundo evento (que era un flujo hiperconcentrado) lo hizo con un retraso de varias horas. El día en que no se desencadenó ningún proceso torrencial, pero en el que se registró una lluvia acumulada de aproximadamente 50 mm, el sistema de alerta mantuvo correctamente el nivel bajo durante toda la duración.

La validación en Portainé ha sido menos exacta, ya que en su momento carecía de un sistema de auscultación. Tampoco hay registro de lluvia de un pluviómetro situado en la subcuenca. Sin embargo, hay la evidencia de una corriente de derrubios que ocurrió en esta subcuenca durante la noche del 22 al 23 de julio de 2010. El sistema de alerta cambió de nivel bajo a nivel medio casi a medianoche, pero no subió al nivel alto (Figura 7).

5. CONCLUSIONES

Los sistemas de alerta son una herramienta muy útil en la mitigación de los impactos de procesos torrenciales como corrientes de derrubios o flujos hiperconcentrados. La metodología presentada en esta contribución muestra un sistema de alerta a escala regional que determina en tiempo real el nivel de alerta en cada subcuenca de una zona seleccionada. Los datos de entrada necesarios son un mapa de susceptibilidad que se ha elaborado en este estudio mediante factores morfológicos, y la situación meteorológica que se obtiene mediante el radar. La aplicación de la técnica de lógica difusa y funciones de pertenencia divide el mapa de susceptibilidad y el campo de lluvia en tres clases en cada subcuenca. Finalmente, se determina uno de los tres niveles de alerta (baja, media o alta) en cada subcuenca mediante la matriz de alerta.

El sistema de alerta ha sido implementado con éxito en dos zonas del Pirineo y su validación en dos subcuencas específicas ha sido muy positiva. Una futura línea de trabajo sería la incorporación de la previsión del campo de lluvia con el fin de crear una herramienta más potente y predecir la posibilidad de procesos torrenciales con un adelanto de tiempo de unas horas.

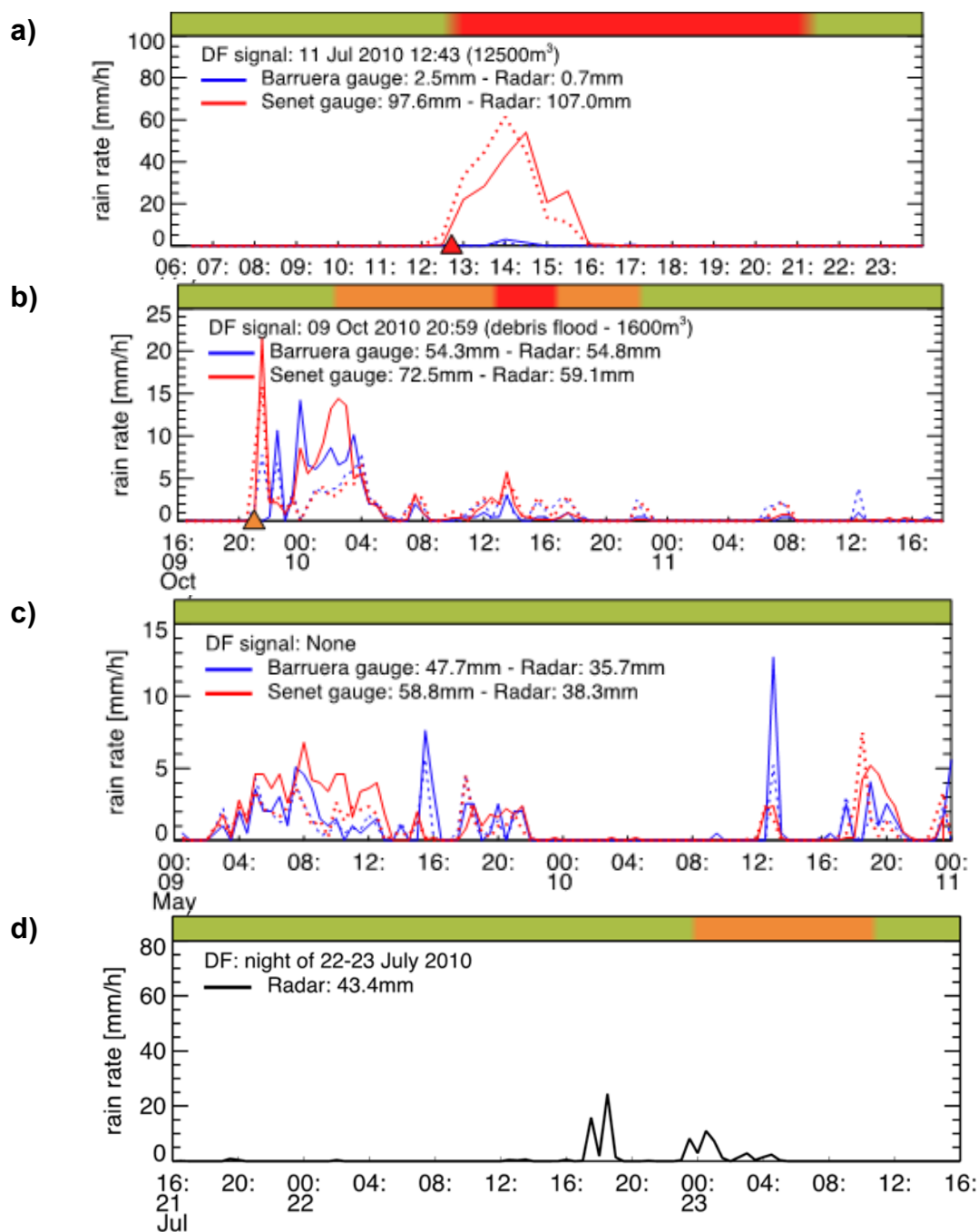


Figura 7. Validación del sistema de alerta para flujos torrenciales ocurridos en las subcuena del Rebaixader (a, b y c) y de Portainé (d). La barra superior de color indica el nivel de alerta. Los triángulos en el eje inferior muestran el momento de la detección de los flujos torrenciales por el sistema de auscultación. Las líneas discontinuas indican la lluvia medida mediante el radar meteorológico. Modificado de Berenguer et al. (2015).

AGRADECIMIENTOS

Este estudio ha sido financiado por los siguientes proyectos: IMPRINTS (FP7-ENV-2008-1 226555), ProFEWS (CGL2010-15892) y DEBRISTART (CGL2011-23300). También se da las gracias al Servei Meteorològic de Catalunya por facilitar datos de radar y de estaciones meteorológicas.

REFERENCIAS

- Abancó C, Moya J, Berenguer M (2016) Critical rainfall conditions for the initiation of torrential flows. Results from the Rebaixader catchment (Central Pyrenees). *J Hydrol* 541:218–229. doi: 10.1016/j.jhydrol.2016.01.019
- Alcoverro J, Corominas J, Gomez M (1999) The Barranco de Arás flood of 7 August 1996 (Biescas, Central Pyrenees, Spain). *Eng Geol* 51:237–255.
- Aleotti P (2004) A warning system for rainfall-induced shallow failures. *Eng Geol* 73:247–265.
- Baum RL, Godt JW (2010) Early warning of rainfall-induced shallow landslides and debris flows in the USA. *Landslides* 7:259–272.
- Berenguer, M., Sempere-Torres, D., Hürlimann, M., 2015. Debris-flow forecasting at regional scale by combining susceptibility mapping and radar rainfall. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 15, 587–602. doi:10.5194/nhess-15-587-2015
- Brunetti MT, Peruccacci S, Rossi M, et al (2010) Rainfall thresholds for the possible occurrence of landslides in Italy. *Nat Hazards Earth Syst Sci* 10:447–458. doi: 10.5194/nhess-10-447-2010
- Caine N (1980) The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows. *Geogr Ann* 62A:23–27.
- Chevalier G., 2013. Assessing debris-flow hazard focusing on statistical morpho-fluvial susceptibility models and magnitude-frequency relationships. UPC BarcelonaTECH, PhD-thesis. 351pp.
- Greco R, Guida A, Damiano E, Olivares L (2010) Soil water content and suction monitoring in model slopes for shallow flowslides early warning applications. *Phys Chem Earth* 35:127–136.
- Guzzetti, F., Peruccacci, S., Rossi, M., Stark, C.P., 2008. The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows: an update. *Landslides* 5, 3–17.
- Hong Y, Adler RF (2007) Towards an early-warning system for global landslides triggered by rainfall and earthquake. *Int J Remote Sens* 28:3713–3719. doi:10.1080/01431160701311242

- Hürlimann M, Corominas J, Moya J, Copons R (2003) Debris-flow events in the Eastern Pyrenees. Preliminary study on initiation and propagation. In: Rickenmann D, Chen C (eds) 3rd Int. Conf. on Debris-Flow Hazards Mitigation. Millpress, Davos, pp 115–126
- Hürlimann M, Abancó C, Moya J, Vilajosana I (2014) Results and experiences gathered at the Rebaixader debris-flow monitoring site, Central Pyrenees, Spain. *Landslides* 11:939–953.
- Hürlimann, M., Palau, MR., Berenguer, M., Pinyol, J. (2017) Analysis of the rainfall conditions inducing torrential activity in the Portainé catchment (Eastern Pyrenees, Spain). *Geophysical Research Abstracts*. Vol. 19, EGU2017-12494.
- Jakob M, Holm K, Lange O, Schwab JW (2006) Hydrometeorological thresholds for landslide initiation and forest operation shutdowns on the north coast of British Columbia. *Landslides* 3:228–238.
- Papa, M.N., Medina, V., Ciervo, F., Bateman, A., 2013. Derivation of critical rainfall thresholds for shallow landslides as a tool for debris flow early warning systems. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 17, 4095–4107.
- Petley, D., 2012. Global patterns of loss of life from landslides. *Geology* 40, 927–930.
- Portilla M, Chevalier G, Hürlimann M (2010) Description and analysis of major mass movements occurred during 2008 in the Eastern Pyrenees. *Nat Hazards Earth Syst Sci* 10:1635–1645. doi:10.5194/nhess-10-1635-2010
- United Nations Environment Programme (2012) Early Warning Systems: A State of the Art Analysis and Future Directions. Division of Early Warning and Assessment, United Nations Environment Programme (UNEP), Nairobi
- Wilford, D.J., Sakals, M.E., Innes, J.L., Sidle, R.C., Bergerud, W.A., 2004. Recognition of debris flow, debris flood and flood hazard through watershed morphometrics. *Landslides* 1, 61–66.

SPATIAL TARGET MAPPING: AN APPROACH TO SUSCEPTIBILITY PREDICTION BASED ON ITERATIVE CROSS- VALIDATIONS

A. G. FABBRI*, A. PATERA[†] and C-J. CHUNG[#]

* DISAT, University of Milano-Bicocca, Milan, Italy

[†] Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Rome, Italy

[#] SpatialModels Inc., Ottawa, Canada

ABSTRACT

This contribution proposes iterative cross-validation as an approach to assess the quality of spatial predictions of hazardous events. Given the complexity of mathematical procedures and the diversity of geomorphologic applications made to date, STM, the Spatial Target Mapping, is a piece of software, ancillary to a geographical information system and a spreadsheet, that constrains such complexity into a clearly structured framework optimized for modelling. Spatial relationships are established between the distribution of hazardous occurrences and their physical settings to represent in part the slope failure process. They are used in the modelling to anticipate the location of future occurrences. Procedural aspects and computational options are discussed by means of an application to a database developed for landslide susceptibility prediction in northern Italy. Two mathematical models of spatial relationships, fuzzy set function and logistic discriminant function, are applied to generate prediction patterns, prediction-rate tables, and subsequently compute target and uncertainty patterns. The two processing strategies used are sequential elimination and random selection of occurrences for iterative cross-validations.

1. INTRODUCTION

With the increasing availability of digital data of a large variety of cartographies, it has become a serious challenge to mine out specific information of relevance to the susceptibility

of the landscape to hazardous occurrences. Examples of those are flooding, slope failure, soil and water vulnerability to pollution, exposure to seismicity and to tsunamis. Since the 1960s it has become desirable practice to overlay initially transparent map layers and later digital ones, to identify situations requiring particular attention to civil protection and planners. Much work on spatial prediction modelling had been dedicated to mineral exploration and consequently it has become available to studies in natural hazard assessment and avoidance. The complexity of integrating layers of multidisciplinary data with the distribution of occurrences such as mineral prospects or hazardous events, however, required sound mathematical frameworks. Chung and Fabbri (1993) proposed the *favourability function* as a framework to a number of different prediction models to capture and integrate spatial relationships for mineral exploration and hazard/risk assessment. The function can have various interpretations but it is based on a proposition, a mathematical statement that has to be supported as true by spatial evidence related with the process generating the occurrences.

Given a study area, SA, the distribution of the known occurrences of the process studied can be converted to *direct supporting pattern*, DSP, of spatial evidence. The distribution of categorical map units and of continuous field maps can be converted into indirect *supporting patterns*, ISPs, of the proposition. From expert knowledge they should be indicating in part the typical settings of the occurrences in space and possibly in time. In our case, DSPs and ISPs are linked by a proposition of the type: “ P_i that a point i in the SA will be affected by a hazardous occurrence of a specific type | the presence of spatial evidence.” Sometime the SA contains a training area, TA, where the modelling is applied and the derived statistics is extended to the SA. Frequently TA and SA coincide but in some applications the TA may be external to the SA.

Supporting such a proposition results far from simple, however, requiring a variety of assumptions and simplifications of reality. It is also necessary to overcome limitations of datasets, to select different interpretations and integrations of spatial relationships and to develop scenarios for anticipating in probabilistic terms the future conditions and distribution of hazardous occurrences. It is in order to overcome such complexity of modelling that a specific piece of software was developed as ancillary to existing geographical information systems and spreadsheets.

SPM, the spatial prediction modelling software was developed to be applied in mineral potential mapping, landslide hazard prediction and soil vulnerability to pollution (Fabbri and Chung, 2012; Chung and Fabbri, 1999; Fabbri et al., 2010). Basic elements of the *favourability function* approach are the use of rank-based statistics as expression of integrated relative prediction rates and of cross-validation as a measure of quality of prediction results. The results are termed *prediction patterns* for being visualizations of integrated prediction rates of DSP/ISPs relationships. They are displayed as maps of ranks with associated cumulative curves and histograms. **SPM** was initially limited to the generation of *prediction patterns* with iterative cross-validation tables and curves (Fabbri et al., 2004; 2012). Iterative processes were later expanded into **STM**, the spatial target mapping software (SpatialModels)

to include the generation and analysis of *target patterns* and *uncertainty patterns*. These are obtained by iterative computation of *prediction patterns* and cross-validations. **STM** became a convenient instrument for training and academic lecturing to decision makers (Fabbri and Chung, 2009).

In **STM** iteration processes offer different strategies of partitioning the distribution of occurrences used as DSP: sequential elimination of a number of occurrences, sequential selection of a number of occurrences or random selection of a number of occurrences. In random selection an arbitrary number of iterations can be selected. In any iteration the selected occurrences are used as DSP to generate a *prediction pattern* and the remaining ones are used for cross-validating the pattern. The set of *prediction patterns* obtained is analysed by a choice of statistics to obtain a *target pattern* as the mean, pixel by pixel, of all the patterns thus generated. The *uncertainty pattern* is a measure of variation around the mean for all the pixels. It represents a form of uncertainty of membership to a ranked class of prediction rates.

The analysis and interpretation of *target patterns*, *uncertainty patterns* and their associated statistics is still a relatively new area of research needing much experimentation to arrive at satisfactory interpretations of the robustness, variability or reliability of *prediction patterns*. The next section of this contribution describes the modular structure and procedures of **STM**. This is to underline how the software streamlines the modelling of spatial predictions into procedural steps that maintain interpretability while portraying spatial support, effectiveness and uncertainty of ranks of prediction rates. Following is a section introducing a spatial database for landslide susceptibility analysis in northern Italy. It is used to exemplify the application of two mathematical models of spatial relation, integration and strategies of analysis: the spatial *fuzzy set function*, **SFZ**, and the spatial *logistic regression function*, **SLO**. Considerations follow on the advantages of the **STM** approach to susceptibility assessment.

2. STRUCTURE OF STM

The processing structure of **STM** wants to appear simple for complex sequences of operations. A main menu in Figure 1 offers the choice of **DP**, data preparation for importing all raster images to be later converted into DSPs and ISPs, and of **TMP**, the target mapping procedures.

DP, data preparation, consists of the following modules. **CL**, continuous layers, is for importing sets of continuous field images of 8-, 16- or 32-bit numerical pixel values. They are combined with a study-area image that identifies with 1s the pixels indicating the study area, SA, within the raster of n x m pixels and with 0s the outside-of-study area (if any). The pixel resolution, the raster dimensions and the registration of pixel-to-pixel correspondence is assumed to be the same for the entire database. **TL**, thematic layers, is for importing thematic or categorical sets of images. They are assumed to consist of 8-bit integer consecutive

numbers identifying the categorical map units and of the associated boundary image. This identifies thin boundary pixels with 1s and the rest of the pixels with 0s. **OL**, occurrence layers, is for importing sets images of 16-bit integer sequential numbers identifying all the pixels belonging to the same occurrence. **TA**, trigger area, is for reducing the size of all occurrences imported with **OL** to a selected percentage of pixels at higher elevation. For this selection, necessary additional input is the image of digital elevation values. All image sets imported by **CL**, **TL**, **OL** and **TA** are combined with the study-area image to become part of the **STM** database. The digital images to be imported to **SPM** are prepared with, and provided by a GIS.

Additional utilities in the **DP** menu are: **BT-CD** (bit exchange between 8-bit, 16-bit and 32-bit data for exporting images), **EDF** (empirical density function, to compute likelihood ratio functions for categorical and continuous field images for a given set of occurrences) and **DM** (data matrix, text file generation for input to statistical packages).

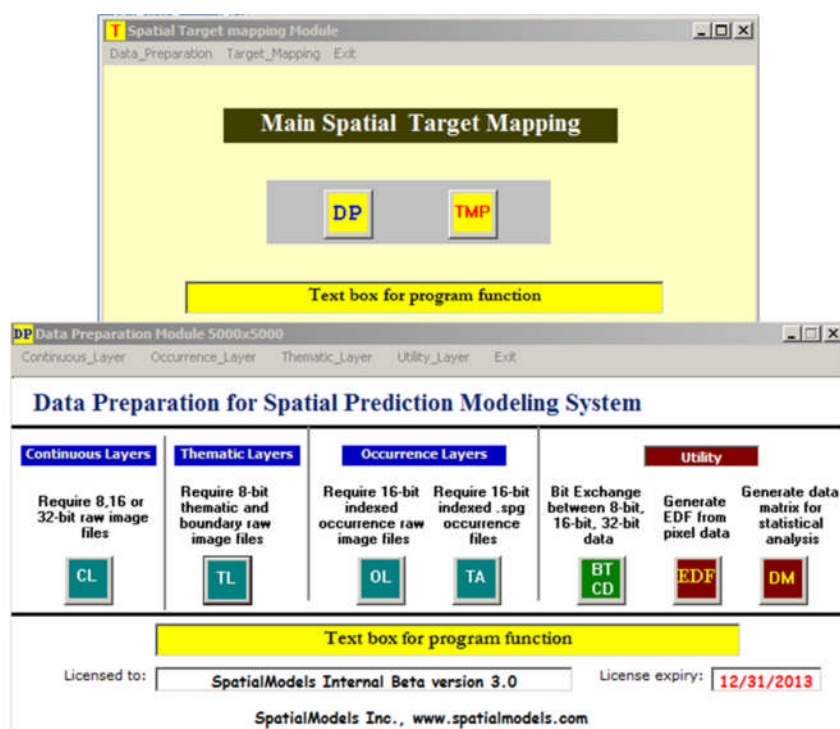


Figure 1. The main interactive screen of **STM**, above, and the data preparation screen, **DP**, below. Explanations are in the text.

The target mapping procedures, **TMP**, shown in Figure 2, provide a menu of five mathematical models to select from: **SFZ**, spatial fuzzy set model, **SLR**, spatial likelihood ratio model, **SLL**, choice of either spatial linear regression, **SLI**, or spatial logistic regression models, **SLO**, and **SBP**, spatial Bayesian probability model. Each model is applied following a sequence of modules short-named **SPM**, **EXT**, **CV**, **TMP** and **TM**, in addition to the utility

PRT, used when necessary to generate prediction-rate tables. The **SPM** module (estimate “footprints”) generates the prediction pattern and the relative statistics of likelihood ratios for all input ISPs for the DSP, the frequency and cumulative fitting rate tables and the ranks of the DSP for the modelling. The fitting rates indicate the distribution of the DSP over the *prediction pattern* modelled from them and do not represent a prediction capability.

Output of all **SPM** modules are a 32-bit and an 8-bit *prediction patterns* of 200 equal area ranks with an associated standardized ASCII text file. It contains the statistics of the modelling. The display of curves and histograms from the tables of statistics is obtained exporting parts of the tables to a spreadsheet. The display of the *prediction patterns* is obtained also by exporting the patterns to a geographical information system, GIS.

In cases in which a second image of later occurrences is available as DSP, utility **PRT** (prediction-rate table) is used with the *prediction pattern* generated by **SPM** to produce the prediction rate statistical tables from cross-validation. The processing sequence **SPM-PRT** corresponds to the steps in A in Figure 2. In applications in which a separation is made between a training area, TA, different from the study area, SA, **EXT** (generate prediction in study area) is used to extend the statistics generated with the *prediction pattern* in the TA to the SA, and to produce a *prediction pattern* for it. This is then cross-validated by the **PRT** utility with the distribution of the occurrences in the SA, not used in the modelling in the TA. Such a processing sequence, **SPM-EXT-PRT** is indicated by B in Figure 2.

CV (iterative cross-validation) corresponds to a selection of three iterative sequence of predictions/cross-validations used in situations in which the occurrences of the DSP are not separated into temporal groups. Choices are for: sequential selection of a desired number of occurrences from the DSP, sequential elimination or random selection (in this latter case selecting the number of iterations). For instance, with a DSP of 100 occurrences, a sequential selection of 10 occurrences as DSP would generate 10 predictions cross-validated each time by the remaining 90 occurrences. A sequential elimination of 10 occurrences generates 10 iterations of ten predictions using 90 occurrences as DSP cross-validated by the remaining 10 occurrences. Finally, if we randomly select 50 occurrences as DSP of the 100 we can ask for any number of iterations, say 20, in which 50 occurrences are used for the prediction and the remaining 50 for cross-validation. Output of the **CV** modules is the statistics of prediction-rate tables for single iterations and also for the average of all iterations. Procedural steps for this situation, **SPM-CV** are indicated by C in Figure 2.

TMP (target map preparation) is a module that uses the results of a previous **CV** module to assemble a large file containing all the prediction patterns generated in the iterations, so that statistics can be computed for all pixels of the set of images. **TM** (target mapping) is a module that offers a selection of statistics that can be applied to the set of images from **TMP** to obtain a *target pattern* that integrates all patterns generated in the **CV** iterations. Its outputs are a *target pattern*, an *uncertainty pattern* and a *combination pattern* with the accompanying statistics. **TM-BS** (target mapping with basic statistics) generates either: 1, average and variance images, or 2, sample median and range images. **TM-JK** (target mapping with

jackknife statistics) generates jackknife average and variance images. **TM-RS** (target mapping with rank statistics) generates median rank and rank of range images. The processing sequence, **SPM-CV-TMP-TM**, for this situation is indicated by D in Figure 2. Outputs of **TM** are: a *target pattern*, an *uncertainty pattern* and a *combination pattern* of a given percentage of the pixels in the *target pattern* that corresponds to the lowest values of the uncertainty pattern.

The remaining utilities are **W.Prob** (calculation of prediction rates for occurrences whose different sizes are input as an additional image) and **32-bit/8-bit** (conversion of 32-bit prediction patterns to 8-bit) and are of no particular interest in the present applications.

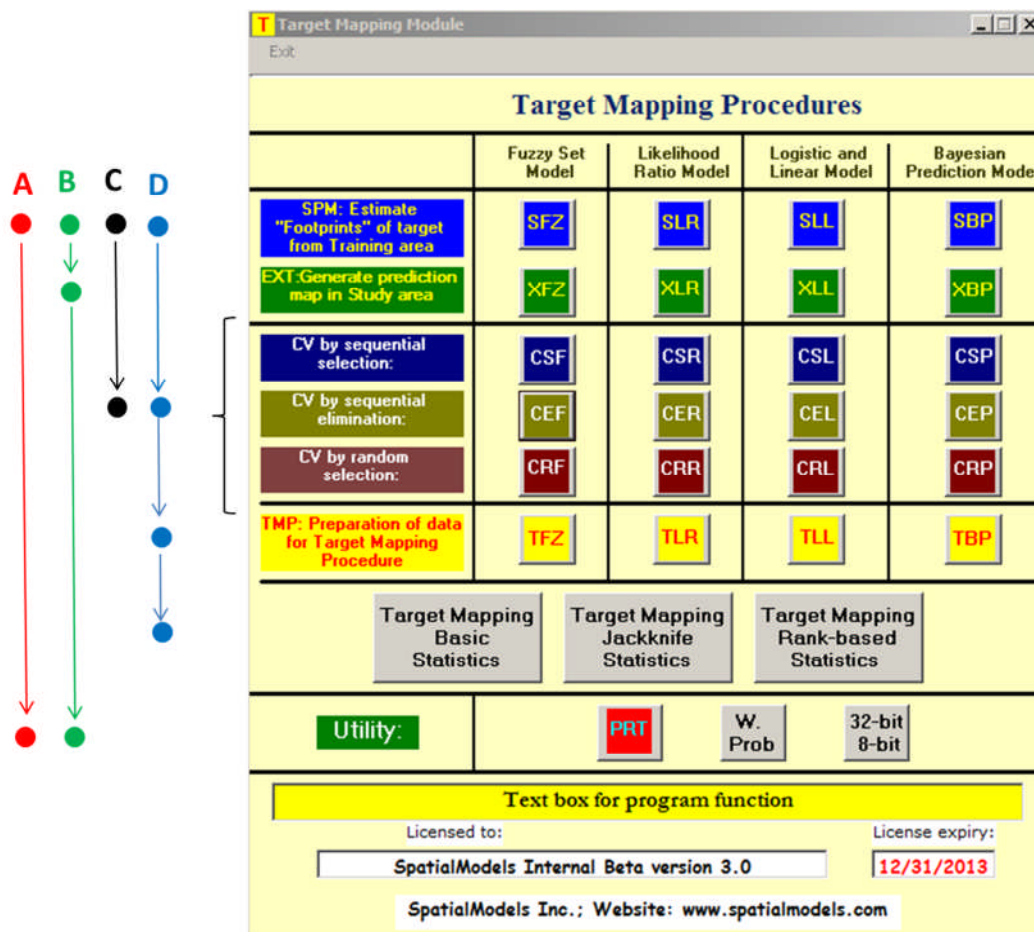


Figure 2. The Target Mapping Procedures interactive screen of **STM**. The coloured arrows and dots to the left indicate processing sequences for modelling. Explanations are in the text.

3. A DATABASE FOR LANDSLIDE SUSCEPTIBILITY PREDICTION

The Tirano South database is contained in a rectangular raster of 1090 pixels x 1194 lines of 20 m resolution. Its location in the Lombardy Region of Norther Italy is shown in Figure 3a. Within that the SA occupies 640,091 pixels. There are 70 active and 109 quiescent trigger zones of translational/rotational landslides in the SA, occupying 697 and 2753 pixels, respectively. They were short named as **70at** and **109qu** and were used as DSPs in the modelling. Figure 3b shows the distribution of the active and quiescent landslide trigger zones overlaid on the image of digital elevation. The categorical ISPs also of 20 m resolution pixels, not shown here, are: 23 land use classes, 51 lithological units, and 8 permeability classes, short named as **clp**. The continuous field ISPs are: aspect (0° to 39°), topographic curvature (-32 to $+29$), digital elevation (350 to 2906 m asl), internal relief (0 to 111 m within a 3x3 pixel neighbourhood), and slope (0° to 61°). They were short named as **ACDIS**.

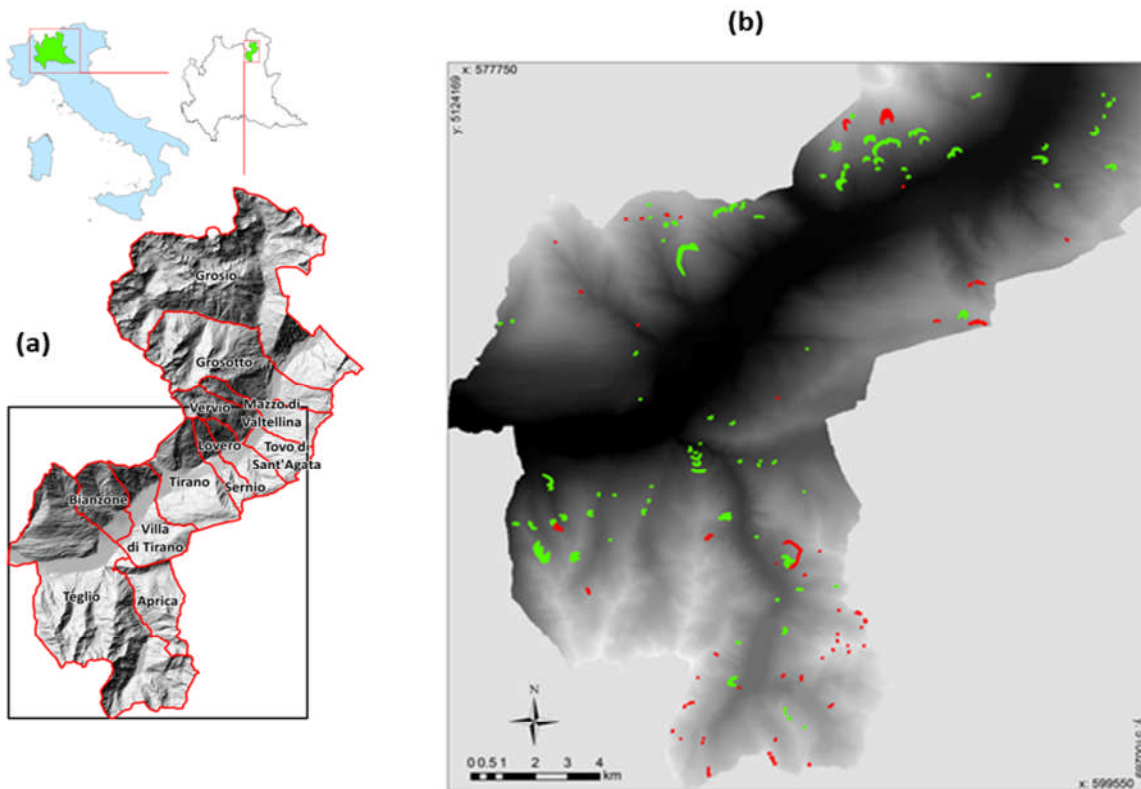


Figure 3. Location of the Tirano South study area, SA, to the North of the Lombardy Region, Northern Italy, is in (a). In (b) is the distribution of the 70 active landslides (697 pixels) in red and the 109 quiescent landslides (2753 pixels) in green. The landslides are overlaid on the digital elevation image. Sizes of the landslides are exaggerated for visibility (modified after Fabbri et al., 2017).

Fundamental assumptions for justifying the modelling are: (1) that the database is a sufficient representation of hazard processes; (2) that the ISPs are factors related with them; (3) that the DSPs can be partitioned into older and younger occurrences; and (4) that the setting of the older group is comparable with that of the younger group. The two sets of 697 pixels of the distribution of the **70at** occurrences and of the 2753 pixels of the distribution of the **109qu** occurrences are the spatial support to classify the remainder of 646,091 pixels in the SA.

4. APPLICATION OF FUZZY SET AND LOGISTIC REGRESSION FUNCTIONS

The analyses performed carry the purpose of documenting two operational sequences discussed in the structure section of **STM**, indicated by C and D in Figure 2. The iterative generation of prediction-rate curves is to interpret the initial *prediction patterns* from the **SFZ** and **SLO** modelling and to produce the *target* and *uncertainty patterns*. These latter ones are to explore pattern robustness and its uncertainty of class (0.5% rank) membership. In the applications discussed they are generated by the iterative processes of sequential elimination, **CEF**, and random selection, **CRF**. Chung and Fabbri (2001) explored all operators of fuzzy set model in spatial predictions. Here the gamma operator is used with gamma set to 0.5.

Prediction patterns of models **SFZ** using **clpACDIS** as ISPs for **70at** and **109qu** are shown in Figure 4a and 4d, respectively. To visualize the 200 ranks of 0.5% equal area classes used as default, the prediction rates are sequenced in descending order and separated into convenient groups of pseudo-coloured pixels, as indicated by the legend in the illustration. The groups of ranks, e.g., top 1%, next 4%, next 5%, etc., are kept constant for all patterns, so that comparisons are made simple. Clearly, the **SFZ prediction pattern** for **70at** differ from that of **109qu**, reflecting the spatial distribution of the respective occurrences used as DSP in the modelling.

The years of occurrence are not available for the landslide trigger zones so that, to interpret the “goodness” of patterns in Figures 4a and 4d, we pretend not to know the existence of some of the occurrences when applying the model. With the ones we know, we generate another prediction pattern and cross-validate it with the excluded occurrences. Should these be located in high ranking classes of the new *prediction pattern*, they can be considered as well predicted. This can be sequentially iterated to explore the entire set of occurrences in the DSP.

Figure 5a shows the cumulative prediction-rate curves for the sequential elimination of 7 occurrences from the **70at**. Note that the elimination of 7 is a tentative choice. The two curves in the diagram are from the **SFZ** and **SLO** models, **CEF** and **CELO** selections of iterative process. On the horizontal axis the cumulative prediction-rate diagrams plot the proportion of SA classified as susceptible. The corresponding proportion of validating pixel occurrences is on the vertical axis. The tables for 10 such diagrams are then averaged to generate the curves in Figure 5a; the tables from for 15 are averaged for the curves in Figure 5b.

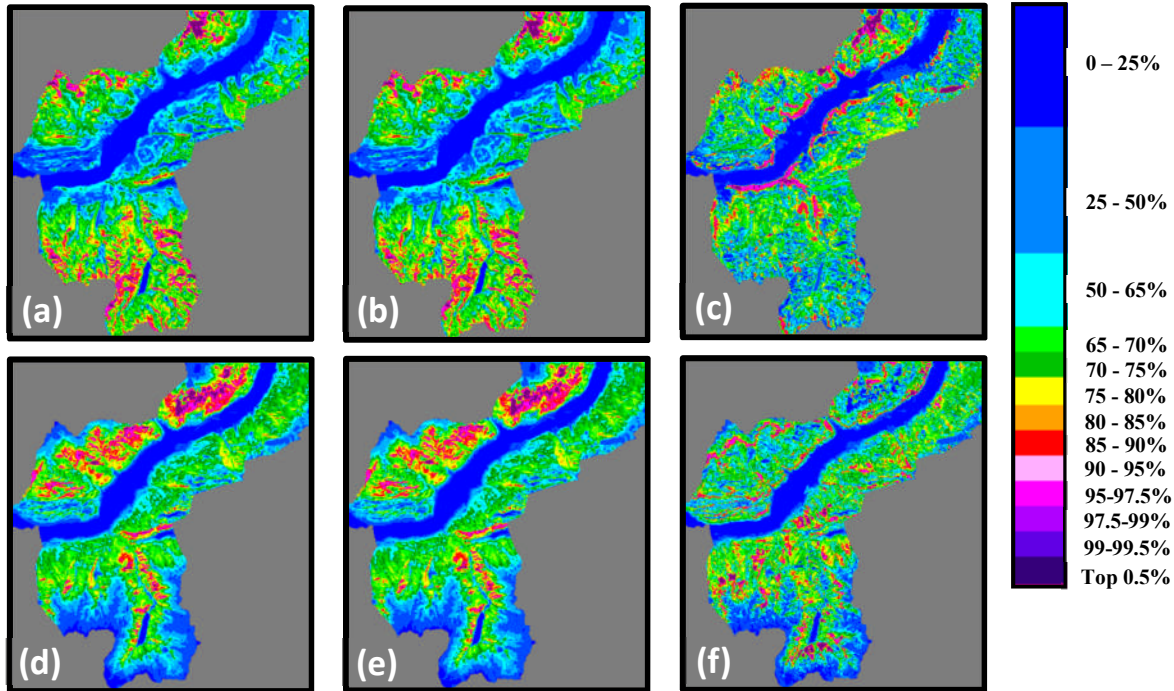


Figure 4. Patterns from **SFZ** modelling with **clpACDIS** as ISPs. In (a) is the **70at** prediction pattern; in (b) the **70atm7** target pattern; and in (c) the corresponding uncertainty pattern. In (d) is the **109qu** prediction pattern, in (e) the **109qum7** target pattern and in (f) the corresponding uncertainty pattern. Explanations are in the text.

It appears that the **CEF** curve is from a relatively better prediction than the **CELO** curve (see **CEL** in Figure 2). For the iteration results we have used the terms **70m7at** and **109m7qu**, where m indicates the minus sign. Figure 5b shows prediction-rate curves for the sequential elimination of 7 occurrences for the same two models, **SFZ** and **SLO**. Although here again the **CEF** curve appear better than the **CELO** one, the two curves are closer to one another than in Figure 5a. The **109m7qu** curves, however, while they appear to climb faster near the origin, they reach a high proportion of occurrences in a class, say 80%, with about 45% of the SA classified as susceptible. In the diagram of Figure 5a, that 80% is contained in just 32% of the SA classified as susceptible.

The study of the cumulative curves and of the corresponding frequency histograms (not shown here) is a way to interpret the predictive quality of the patterns. We have performed our analyses so far following processing sequence C in Figure 2. Processing sequence D, in addition, leads to generating the *target* and *uncertainty patterns* shown in Figures 4bc, and 4ef, for the **70m7at** and **109m7qu** iterative cross-validations, respectively.

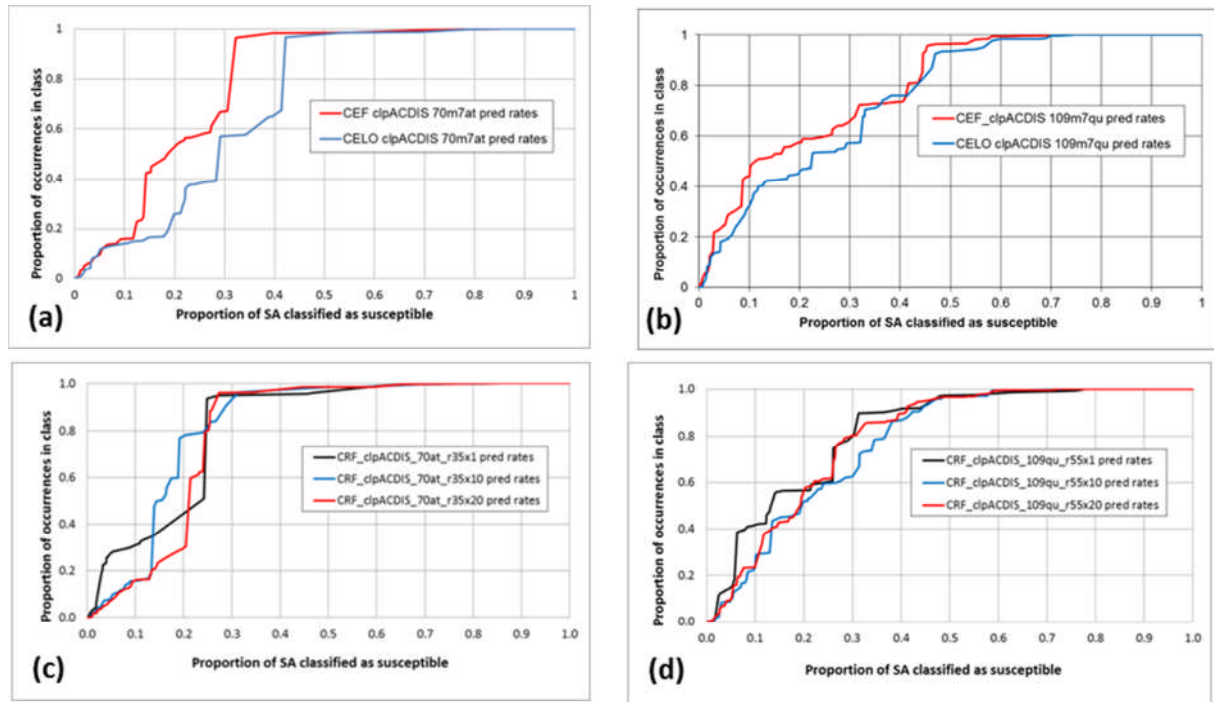


Figure 5. Prediction-rate curves from iterative cross-validations. In (a) and (b) the prediction-rate curves of **70atm7** and **109qum7** comparing the **SFZ** and the **SLO** modelling. In (c) and in (d) are the curves from random selection iterative cross-validations for 1, 10 and 20 iterations of **70at_r35** and **109qu_r55**.

After using **TMP**, the patterns were obtained by **TM** using rank-based statistics, **TM-RS**, so that the *target pattern* represents the median rank while the *uncertainty pattern* the rank of ranges around it. Evidently the lower ranks of uncertainty are preferable for the corresponding target ranks. Observe also the similarity between the *prediction patterns* and the corresponding *target patterns*. While they appear identical, it is the *target pattern* that provides a measure of “goodness” of the *prediction pattern* in predicting via the *uncertainty pattern* and the prediction-rate tables.

The prediction-rate curves in Figure 5c and 5d show the results of 1, 10 and 20 iterations of cross-validations using random selection of 50% of the occurrences of DSPs, with **SFZ** modelling using **CRF**. We have termed them **70at_r35** and **109qu_r55**, respectively. The tendency of the curves to become smoother with the increasing number of iterations can be observed comparing the three curves in both the diagrams. In modelling they show the insufficiency of using only a few iterations. However, we may ask how many are needed for characterizing the prediction patterns without overfitting the DSP. It has become evident that much specific testing in a variety of applications is necessary to properly interpret the prediction patterns and for extracting the “footprints” of the study area database for prediction modelling.

5. CONCLUDING REMARKS

Some relatively simple applications to a study area in Northern Italy are used to identify sequences of processing in spatial prediction with favourability models. Due to the inherent limitations to be expected in spatial databases to support predictive mapping, a variety of mathematical models and of database partitioning are used in **STM** to represent, assess and compare the prediction results. Two mathematical models of spatial relationships, fuzzy set function and logistic discriminant function, are applied to generate *prediction patterns* and subsequently compute *target* and *uncertainty patterns*. The latter two are obtained by two strategies of sequential elimination and of random selection of occurrences in iterative cross-validations.

STM offers ways of classifying the study area exclusively in terms of equal area ranks. The integrated values modelled from likelihood ratios for all units, classes and value ranges representing the settings of the occurrences, are sequenced in decreasing order. Then they are converted into ranks, each of 0.5% of the study area. While it is easily possible to connect the ranks and the original modelling scores, these are not considered interpretable beyond their rank order. The entire approach uses the equal area ranks or fixed groups of ranks to visualize, interpret and compare classifications.

The experiments provide ways to assess the quality of *prediction patterns*, the uncertainty of class membership of the patterns and of the validation occurrences for the 200 equal-area rankings used as default. This type of assessment is presently absent or ignored in most applications of spatial prediction modelling: a situation that makes it difficult if not impossible to interpret the prediction results provided by different analysts. This contribution is an effort to encourage using a generalized consistent mathematical framework in prediction modelling.

REFERENCES

- Chung, C.F. and Fabbri, A.G., 1993. Representation of geoscience data for information integration. *Journal of Non-renewable Resources*, 2 (2): 122-139.
- Chung, C.F. and Fabbri, A.G., 1999. Probabilistic prediction models for landslide hazard mapping. *Photogrammetric Engineering & Remote Sensing, PE&RS*, 65 (12): 1389-1399.
- Chung, C.F. and Fabbri, A.G., 2001. Prediction models for landslide hazard using fuzzy set approach. In, M. Marchetti and V. Rivas, eds., *Geomorphology and Environmental Impact Assessment*, Balkema, Rotterdam, p. 31-47.
- Fabbri A.G., Cavallin A., Masetti M., Poli S., Sterlacchini S., and Chung C.J., 2010. Spatial uncertainty of groundwater-vulnerability predictions assessed by a cross-validation strategy: an application to nitrate concentrations in the Province of Milan, Northern Italy. In, C.A. Brebbia, ed., *Risk Analysis VII and Brownfields V*, Southampton, Wit Press, p.PI-497-514, or WIT Transactions on Information and Communication Technologies, vol. 43, www.witpress.com, ISSN 1743-3517 (on-line) doi:10.2495/RISKJ100421.

- Fabbri, A.G., Cavallin, A., Patera, A., Sangalli, L. and Chung, C.-J., 2017. Comparing patterns of spatial relationships for susceptibility prediction of landslide occurrences. In M. Mikos et al. (eds), *Advancing Culture of Living with Landslides*. Proceedings of the *4th World Landslide Forum*, Ljubljana, Springer International Publishing AG 2017, DOI 10.1007/978-3-319-53498-5_129, in press.
- Fabbri A.G., Chung C.-J., 2009. Training decision-makers in hazard spatial prediction and risk assessment: ideas, tools, strategies and challenges. In, K. Duncan and C. A. Brebbia, eds., *Disaster Management and Human Health Risk*. Southampton, WIT Press, p. 285-296.
- Fabbri A.G. and Chung C.-J., 2012. A spatial prediction modeling system for mineral potential and natural hazard mapping. *Proceedings of EUREGEO2012*, v. II, p. 756-757, Bologna, Italy, June 12-15, 2012.
- Fabbri, A.G., Chung, C.F. & Jang, D. H., 2004. A software approach to spatial predictions of natural hazards and consequent risks. *Risk Analysis IV*, C.A. Brebbia, (ed.), Boston, WIT Press: Southampton, pp. 289-305.
- SpatialModels, STM software: <http://www.spatialmodels.com>

UTILIZACIÓN DE DATOS DE DISTINTOS NIVELES DE RESOLUCIÓN PARA MODELIZAR LA SUSCEPTIBILIDAD DE DESLIZAMIENTOS

J. REMONDO* and A.G. FABBRI⁺

* Dicitimac

Universidad de Cantabria, Santander, Espagna

⁺ DISAT

Universita' di Milano-Bicocca, Milano, Italia

RESUMEN

Los modelos predictivos de susceptibilidad de deslizamientos se construyen a partir de bancos de datos con información sobre la distribución espacial de los deslizamientos ocurridos en el pasado y de los condicionantes de su aparición, en forma de mapas temáticos de unidades categóricas y campos continuos. Este trabajo tiene por objetivo comprender mejor la influencia de los mapas de factores condicionantes en la modelización.

El trabajo desarrollado consiste en una serie de experimentos llevados a cabo en dos zonas del norte de España, en los que se han comparado diferentes modelos de susceptibilidad de deslizamientos superficiales, contruidos a partir de mapas de factores causales con diferentes niveles de resolución y calidad. Los resultados muestran que las resoluciones más detalladas no necesariamente dan lugar a mejores predicciones. Esta contribución puede servir de guía para futuros análisis espacio-temporales y para diseñar escenarios más razonables y realistas.

1. INTRODUCTION

La cartografía y evaluación de la peligrosidad de deslizamientos requiere un buen conocimiento de las condiciones físicas en las que ocurren los sucesos de inestabilidad, en relación con las condiciones de otras áreas no afectadas por estos procesos. La construcción de modelos de predicción espacial se justifica en tanto se disponga de un banco de datos con

información sobre la distribución espacial de los eventos de inestabilidad ocurridos en el pasado y una serie de mapas de variables condicionantes del proceso. Se han publicado muchos trabajos sobre métodos matemáticos para construir modelos predictivos de susceptibilidad, peligrosidad o riesgo, que expresan de diferente forma clases, niveles, probabilidades, etc., de ocurrencia o daño. La complejidad para interpretar tales mapas, han requerido desarrollar técnicas y estrategias para evaluar la calidad y estabilidad de los valores representados en los modelos. Muchos esfuerzos se han dedicado también al análisis y representación de las variables causales del proceso y de su contribución relativa a la predicción. Sin embargo, no se ha estudiado en detalle el impacto de la calidad y resolución espacial de esas variables cartográficas en la predicción.

Esta contribución tiene por objeto el análisis de la influencia de la resolución espacial de las variables condicionantes cuantitativas en la modelización de la susceptibilidad, de cara a poder realizar mejores predicciones. Para ello, se han diseñado una serie de experimentos en los que se comparan diferentes modelos de predicción en dos áreas de estudio del norte de España afectadas por deslizamientos superficiales. Se han construido sendos bancos de datos espaciales que incluyen mapas de unidades categóricas y de variables continuas, así como inventarios de los deslizamientos ocurridos. Las comparaciones de los modelos generados se han realizado explorando diferentes estrategias, tal y como se explica más abajo.

2. PROCEDIMIENTOS Y ESTRATEGIAS BASADOS EN FUNCIONES DE FAVORABILIDAD

El término función de favorabilidad, FF, pretende evitar la confusión con otros términos habitualmente utilizados en otros campos relacionados con los modelos espaciales de predicción. La función se refiere a una proposición matemática que exprese la certeza, dado que se dispone de una serie de evidencias espaciales. En el caso de la susceptibilidad de deslizamientos, un ejemplo de proposición podría ser *“Probabilidad de que un punto del área de estudio quede afectado por un deslizamiento de un determinado tipo, dado que ese punto está caracterizado por una serie de evidencias espaciales (condicionantes del fenómeno)”*. La proposición puede estar sustentada por mapas de unidades categóricas y continuas, consideradas por los expertos como representativas de los factores condicionantes del proceso de inestabilidad. Tales mapas se pueden denominar patrones espaciales indirectos de apoyo a la proposición (*indirect supporting patterns, ISPs*), en tanto que convenientemente transformados contribuyen a sustentar la proposición. Las unidades o valores originales se transforman en frecuencias normalizadas (unidades categóricas) o funciones de densidad (variables continuas), para representar las relaciones espaciales obtenidas a partir de la distribución de los deslizamientos cartografiados, estos últimos denominados patrones espaciales directos de apoyo (*direct supporting pattern, DSPs*). Se supone que los deslizamientos inventariados representen las condiciones de los deslizamientos del futuro.

En esencia, las relaciones de probabilidad se calculan considerando dos sub zonas del área de

estudio. Una corresponde con los emplazamientos de los deslizamientos conocidos (generalmente menos del 1% del área de estudio). La otra representa el resto del área de estudio. La relación de probabilidades se estima a partir de la relación entre ambos valores, para cada categoría o valor de los patrones espaciales indirectos, por lo que representan el contraste entre ambos. Las relaciones de probabilidad proporcionan un estimador matemático indicativo de la predicción espacial.

Para representar la posible presencia de futuros deslizamientos en el área de estudio, las relaciones de probabilidad obtenidas (estimadores) deben ser interpretadas por medio de un modelo matemático, con la suposición implícita sobre las evidencias utilizadas (ISP y DSP), que además contemple su agregación y representación de forma gráfica y numérica. Algunos ejemplos de modelos matemáticos son la función de pertenencia difusa, la regresión lineal o logística, la probabilidad bayesiana o la función empírica de relaciones de probabilidades (ELR). Esta última ha sido la utilizada en esta contribución. Cada modelo matemático se basa en diferentes suposiciones, requiere transformaciones específicas y se rige por determinadas reglas de combinación. Por esta razón los valores del modelo resultante no son estrictamente comparables con los obtenidos con otras funciones matemáticas, por lo que se deben reordenar en orden decreciente para que puedan ser comparables. El resultado de la modelización es una imagen (mapa) obtenida por reclasificación en clases de igual área del número de orden (decreciente). Una explicación detallada del procedimiento descrito puede verse en Chung (2006). Algunos ejemplos de comparación de modelos han sido discutidos por Chung y Fabbri (1993, 1999) y más recientemente por Fabbri et al. (2017).

La generación de los patrones de predicción es sólo un primer paso en el proceso de modelización puesto que su calidad predictiva debe ser también evaluada. Para ello, pueden utilizarse diferentes estrategias, dependiendo de las características del banco de datos del que se disponga. Si los deslizamientos pueden reagruparse al menos en “antiguos” y “recientes”, los primeros pueden utilizarse para el análisis y los segundos para la contrastación. En caso de que no sea viable esta reagrupación, es necesario aplicar estrategias alternativas, por ejemplo, subdividir el área de estudio en sub-áreas, hacer particiones aleatorias, o mediante la exclusión secuencial de un número de ocurrencias y repetición con n exclusiones similares (iteración). Lo anterior es necesario para explorar e interpretar la capacidad predictiva del banco de datos, cuando se aplican diferentes procedimientos de modelización. Discusiones sobre estrategias de validación cruzada aplicadas a modelos predictivos de susceptibilidad de deslizamientos se presentan en Chung y Fabbri (2003, 2008), Fabbri et al. (2015, 2017) y Remondo et al. (2003).

En este trabajo, se han aplicado y evaluado una serie de modelos predictivos de cara a conocer el efecto que las diferentes resoluciones de las variables condicionantes (ISP) producen en la modelización de la susceptibilidad de deslizamientos (mediante ELR). Para ello se han estudiado dos áreas de estudio en el norte peninsular, para las que se dispone de mapas de variables a diferentes resoluciones espaciales (orientaciones, elevaciones y pendientes), así como otros mapas de unidades categóricas (litología, usos del suelo y espesor de regolito).

3. LOS BANCOS DE DATOS DE ITZIAR Y VILLAFUFRE

Las áreas de estudio, Figura 1, están situadas en la vertiente norte del sector oriental de la Cordillera Cantábrica (en la denominada Cuenca Vasco-Cantábrica), una extensión de Pirineos hacia el oeste. Están constituidas por rocas moderadamente plegadas y fracturadas del Mesozoico y Paleógeno: diferentes tipos de flysch, calizas, margas lutitas y areniscas del Cretácico y Paleógeno, en el caso de Itziar y arcillas y ofitas del Keuper, margas calizas y dolomías del Jurásico y facies arenoso-lutíticas del Purbeck-Weald en el caso de Villafufre. También existen numerosos tipos de depósitos superficiales del Cuaternario y un regolito de alteración de entre 0,5 y 3 m de espesor y que cubren las áreas de estudio. Diversos tipos de movimientos de ladera afectan ambas áreas.

El clima es suave y húmedo (1100-1300 mm), los episodios de precipitación con intensidades superiores a 50 mm/día ocurren todos los años y los superiores a 100 mm/día cada pocos años. El relieve es moderado, con altitudes bajas (25 a 612 m en Itziar y 118 a 360 en Villafufre) y pendientes de 15-25°. El paisaje, intensamente influenciado por la actividad humana, presenta una cobertura vegetal continua, formada principalmente por prados y bosques reforestados (pinos en Itziar y eucaliptus en Villafufre).

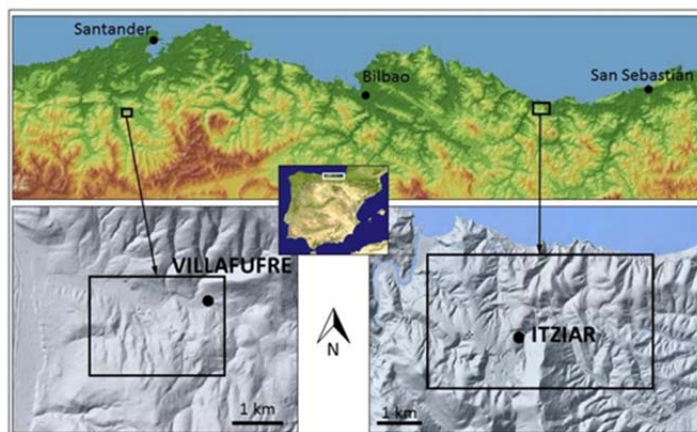


Figura 1. Localización de las áreas de estudio de Itziar y Villafufre.

El zona de Itziar, localizada en el municipio de Deba (Guipúzcoa), cubre un área de 15 km², adyacente al mar cantábrico. El área está intensamente afectada por movimientos en masa, principalmente deslizamientos superficiales (traslacionales) que afectan el regolito (Cruden y Varnes, 1996). El tamaño medio de estos movimientos es aproximadamente 500 m². Las superficies de rotura se desarrollan en el contacto entre el regolito y la roca del sustrato, a una profundidad media de menos de 2 m. Estos deslizamientos en ocasiones evolucionan a flujos. El principal factor desencadenante de estos movimientos es la lluvia intensa, pero la actividad humana, principalmente excavaciones y cambios de uso del suelo, parece jugar también un papel importante (Remondo et al. 2003).

El inventario de deslizamientos incluye los movimientos ocurridos entre 1959 y 2014 y se obtuvo a partir de fotointerpretación y trabajo de campo. El banco de datos de deslizamientos consta de 17 clases temporales: pre-1959, 1959-1970, 1970-1983, 1983-1985, 1985-1991, 1991-1993, 1993-1997, 1997-2001, 2001-2002, 2002-2004, 2004-2006, 2006-2008, 2008-2009, 2009-2010, 2010-2012, 2012-2013 y 2013-2014. La figura 2 muestra un ejemplo de deslizamiento del área de estudio. El banco de datos también incluye mapas de datos continuos (2 DEM creados en 2008 y 2013 por el Gobierno Vasco, a partir de los cuales se han derivado mapas de pendientes y orientaciones a diferentes resoluciones), así como mapas temáticos de variables categóricas, tales como litología, espesor de regolito y usos del suelo de la Diputación Foral de Guipúzcoa.

El área de Villafufre abarca 2,5 km² del municipio de Villafufre (Cantabria). Los deslizamientos son también muy frecuentes en el área, principalmente los flujos de tierras y los deslizamientos rotacionales con dimensiones medias de aproximadamente 1250 m², afectando sobre todo a las arcillas con evaporitas de las Facies Keuper. La lluvia es el principal factor desencadenante, pero en este caso la lluvia antecedente parece jugar un papel importante, saturando el macizo rocoso que suministra agua a las laderas del Keuper. Por consiguiente, hay un retardo entre la intensidad de precipitación máxima y el momento en el que ocurren las roturas. La Figura 2B muestra un ejemplo de deslizamiento típico del área. Por otro lado, se han aplicado técnicas de fotogrametría digital para elaborar una serie de MDE, de similar precisión pero de diferente resolución (1, 5, 10, 15 y 25 m). Los modelos fueron generados a partir de fotografías aéreas tomadas en 2003 (1:5000), con el apoyo de una red de 50 puntos de control. Se generaron modelos estereoscópicos para su tratamiento en una estación fotogramétrica (DPW), que facilitó la cartografía de los deslizamientos reconocibles en las imágenes. Este trabajo fue llevado a cabo en 2004, en el marco del Proyecto de investigación FODISPIL (Olague et. al., 2004; Gonzalez-Diez et. al., 2008).

Para este trabajo los dos bancos de datos espaciales han sido transformados para la modelización de la susceptibilidad. En el caso de Itziar, el banco de datos incluye un área rectangular que en raster consta de 4500 columnas y 3000 filas, con una resolución de 1 m. De los 13.500.000 píxeles, el área de estudio cubre 12.611.101. Es decir, 888.899 píxeles fueron excluidos por corresponder con bosques reforestados de pinos o con orientación horizontal. Los deslizamientos superficiales, inicialmente digitalizados como puntos vectoriales, fueron rasterizados (píxeles de 1 m), indexados y reclasificados en dos categorías: una con 250, que incluye los deslizamientos ocurridos entre algo antes de 1959 y 1985 (nombrados ls1_9114) y otro grupo que incluye los 211 posteriores (entre 1985 y 2014) (denominados ls1_9114). Ambas distribuciones espaciales se muestran en la Figura 3A. Para el análisis se utilizó el grupo antiguo de 250 deslizamientos y el modelo de predicción resultante fue validado con los 211 deslizamientos ocurridos con posterioridad.

Los mapas de unidades categóricas, originalmente en formato vectorial también fueron rasterizadas a la misma resolución. La litología (19 unidades) se muestra en la Figura 3B, no así el mapa de espesor de regolito (5 unidades) o el de usos del suelo (9 unidades); se les

asignó la letras l, r y u, respectivamente. Los mapas de datos continuos fueron derivados del DEM de 2008 a 1 m de resolución espacial (ADS2008_1), del DEM de 5 m de 2008 (ADS2008_51) y del DEM de 5 m de 2013 (ADS2013_51): orientaciones (0-360 °), elevaciones (25-612 m asl) y pendientes (0-90 °). Todos los modelos de 5 m de resolución fueron remuestreados a 1 m, por medio del algoritmo del vecino más cercano. Los mapas de pendientes de dos de ellos se muestran en la Figura 3C y 3D.



Figura 2. Ejemplos de deslizamientos en las dos zonas de estudio analizadas. A: deslizamiento superficial del área de Itziar, que afecta el regolito desarrollado sobre facies flysch (modificado de Bonachea et al., 2009); B: flujo de tierras en la zona de Villafufre que afecta a las arcillas y evaporitas del Keuper (modificado de González-Díez et al., 2013).

El banco de datos de Villafufre ocupa un área rectangular compuesta por 1900 columnas y 1300 filas, a 1 m de resolución. De los 2.400.000 píxeles que abarca, solo se han utilizado 2.117.239 píxeles. El resto (352.761) se descartó por corresponder con áreas sin orientación preferencial o por estar densamente cubiertas con bosque. Las coronas de los deslizamientos (c81), originalmente digitalizadas en vectorial, fueron rasterizadas, ocupando 2332 píxeles de 1 m, correspondientes a 81 coronas (de 1 a 358 píxeles; 28,79 píxeles de media). Esto quiere decir que se utilizarán 2332 píxeles para clasificar el resto de píxeles ($2.117.239 - 2332 = 2.114.907$). Algunos de los modelos de predicción para la zona se muestran en las Figuras 4A y B, elaborados con variables cuantitativas y solo una variable categórica, la litología (6 unidades; se nombra con la letra l), rasterizada a 1 m de resolución. Los campos de variables continuas utilizados han sido: orientaciones (0-360), elevaciones (25 a 356) y pendientes (0-90), disponibles a 1, 5 y 10 m de resolución espacial y posteriormente remuestreados a 1 m, codificándose con ADS_1, ADS_51 y ADS_101, respectivamente. La Figura 4 C y D muestra los mapas de pendientes de 1 m y 10 m de resolución.

Para identificar y evaluar el impacto de los cambios en la resolución espacial en los patrones de predicción se han aplicado diferentes estrategias de análisis en las dos zonas de estudio. Las variables categóricas fueron siempre las mismas en todos los experimentos, de manera que las diferencias encontradas pudieran ser solo atribuidas a las variables continuas (derivadas de los DEM).

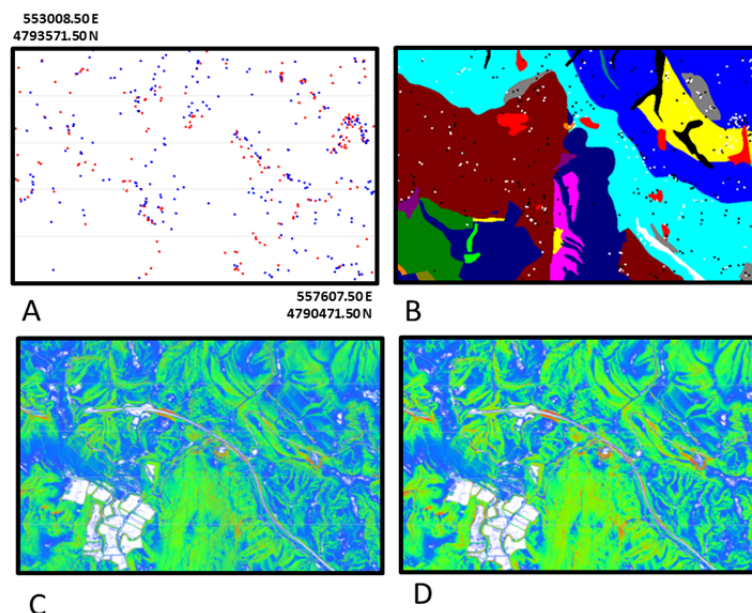


Figure 3. Deslizamientos y variables condicionantes en Itziar. A: distribución de los 250 deslizamientos ocurridos entre 1959 y 1985, en rojo, y de los 211 ocurridos entre 1985 y 2014, en azul (dimensión exagerada para visualización). B: mapa de unidades litológicas con los deslizamientos indicados en A, en este caso con colores negro y blanco, respectivamente. C: modelo de pendientes derivado del DEM del 2008 con 1 m de resolución. D: modelo de pendientes obtenido a partir del DEM de 2013 con 5 m de resolución espacial.

4. EXPERIMENTOS DE MODELIZACIÓN DE LA FAVORABILIDAD

El procedimiento aplicado consta de los siguientes pasos:

1. Remuestreo de los mapas de variables continuas (DEM y modelos derivados) a la máxima resolución de 1m.
2. Rasterización de los mapas de unidades categóricas y del mapa de deslizamientos a la misma resolución de 1 m;
3. Agrupación de los mapas de deslizamientos en dos mapas de ocurrencia temporal, antiguos para la modelización y recientes para la validación (Itziar). En Villafufre la validación se realiza mediante un proceso iterativo de eliminación.
4. Aplicación de la función de relación de probabilidades empírica (ELR), utilizando los deslizamientos de análisis y los mapas de unidades continuas y categóricas.
5. Construcción de un modelo de distribución espacial de la favorabilidad obtenido mediante la función anterior, a partir de que se obtiene un patrón espacial de predicción, ordenando de mayor a menor los valores y reclasificándolos (ecualizado); obtención de tasas de predicción, curvas e histogramas.
6. Comparación de los patrones de distribución espacial, de las curvas e histogramas, especialmente los relativos al 30 % clasificado como más susceptible.

4.1. Análisis con el banco de datos de Itziar

Para el área de Itziar, se muestran 2 patrones de predicción (Figura 4). En un caso (Figura 4A), el modelo predictivo está construido con las variables condicionantes continuas orientación, elevación y pendiente, derivadas del DEM de 2008, con una resolución espacial de 1 m, y los 250 deslizamientos ocurridos entre 1959 y 1985 (lruADS2008_1, and 250ls1_5985). En el otro caso, la resolución original es 5 m, a partir de un DEM de 2013 (lruADS2013_51). Las variables que derivan del DEM de 2008, generalizado a 5 m y posteriormente convertido a 1m (lruADS2008_51) no se distinguen de las derivadas del DEM de 2013. Esto puede observarse en las curvas de predicción de la Figura 4D, en las que la curva verde es coincidente con la azul. En líneas generales, podemos decir que el 30% del área clasificada como más susceptible, contendría hasta el 66.82% de los deslizamientos “futuros”. Para calcular las curvas de predicción, los diferentes modelos se han comparado con la población de deslizamientos ocurridos entre 1991 y 2014 (211). A partir de estas curvas podemos solo detectar ligeras diferencias entre las curvas obtenidas con diferentes resoluciones. Para observar mejor el comportamiento de las clases más susceptibles, el 30 % más susceptible (60 clases de 0,5% del área de estudio) se ha representado mediante histogramas (Figura 5). La Figura 5A, muestra el histograma correspondiente al modelo basado en el MDE de 2008 de 1 m de resolución, la 5B está basado en el DEM de 2013 de 5 m de resolución y la 5C, la combinación de ambos.

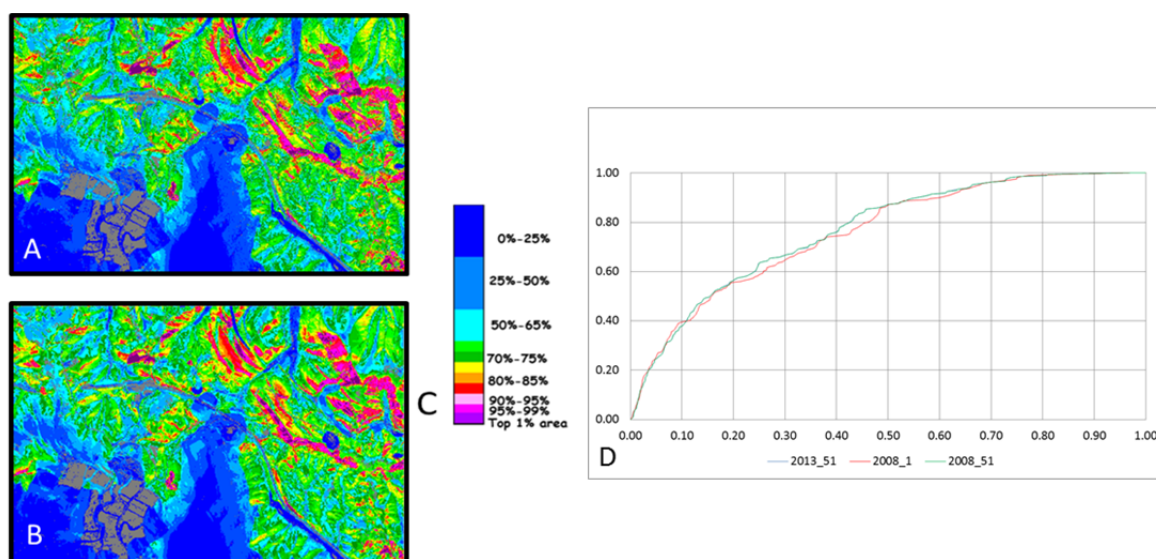


Figure 4. Patrones espaciales y curvas de predicción para Itziar. A: patrón obtenido utilizando todas las variables categóricas y continuas derivadas del DEM de 2008 (1 m de resolución), así como los deslizamientos anteriores a 1985. B: similar al anterior pero con las variables continuas derivadas del DEM de 2013 de 5 m. C: leyenda con los colores en los que se han reagrupado los valores de favorabilidad. D: curvas de predicción de los modelos anteriores, comparándolos con los 211 deslizamientos de 1985-2014; en rojo, modelo A (2008_1), en verde el B (2013_51) y en azul otro modelo similar pero basado en el DEM de 2008 generalizado a 5 m de resolución (2008_51); como puede apreciarse las líneas verde y azul coinciden.

Como puede observarse en las figuras 4A y 4B, las diferencias en las tasas de predicción obtenidas son pequeñas, pero mesurables. Esto puede significar que para modelizar la

susceptibilidad, tales diferencias no son relevantes. En general, puede decirse que los mapas de variables causales (DEM y derivados) con una resolución de 5 m generan modelos predictivos ligeramente mejores, considerando las curvas de predicción y los histogramas, tal y como se muestra en la Figura 4D y más claramente en la 5C.

4.2. Análisis con el banco de datos de Villafufre

Los mapas predictivos para el área de Villafufre se muestran en la Figura 7. Estos modelos fueron obtenidos mediante una estrategia de exclusión secuencial de 9 deslizamientos de los 81 inventariados. Así, los primeros 72 movimientos se utilizan para generar el modelo de predicción y los 9 restantes para su evaluación. Mediante una iteración, el proceso se repite 9 veces, se obtienen 9 curvas de predicción más una curva promedio. Las Figuras 7A-C muestran los patrones espaciales de predicción para diferentes resoluciones (1, 5 y 10 m; lADS_1, lADS_51 and lADS_101, respectivamente). Se observa, groso modo, una menor dispersión espacial a medida que disminuye la resolución. Las curvas de predicción correspondientes se muestran en la Figura 7E y una ampliación de la misma, que representa el 30% más propenso, en la Figura 7 F. Esta última ilustra que el modelo obtenido a partir del DEM de 5 m es algo mejor. Una simple comparación de las tasas de predicción para el 10%, 20% y 30% más susceptible muestra la siguiente proporción de deslizamientos de validación: 61,7, 82,9, 98,3 (lADS_1); 66,6, 88,0, 98,3 (lADS_51); 64,6, 83,6, 96,2 (lADS_51), y 58,4, 78,7, 90,3 (lADS_101). Claramente, el modelo de 5 m de resolución original es mejor, especialmente si se utiliza la pendiente derivada del modelo original de 5 m (S_51). Una explicación aún más clara se puede apreciar a partir de los histogramas que muestran el 30% más susceptible (Figura 8). Esta figura representa los histogramas correspondientes a las curvas representadas en la Figura 7F. La densificación de las columnas y de las proporciones aumentan de la Figura 8A a la Figura 8B, y de ésta a la 8C, si bien decrece en la 8D, que corresponde al histograma de la menor resolución espacial.

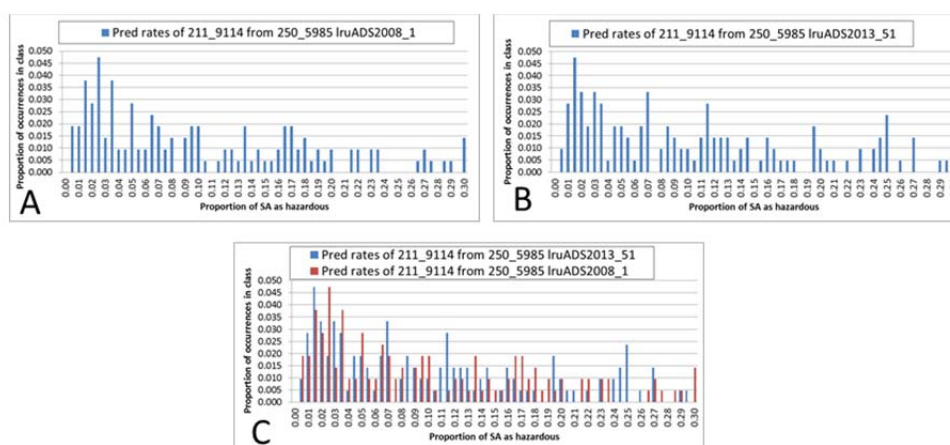


Figura 5. Histogramas de predicción del 30 % de los valores más favorables de la Figura 4D. A: histograma de la figura 4A. B: histograma de la Figura 4B. C: comparación de ambos histogramas.

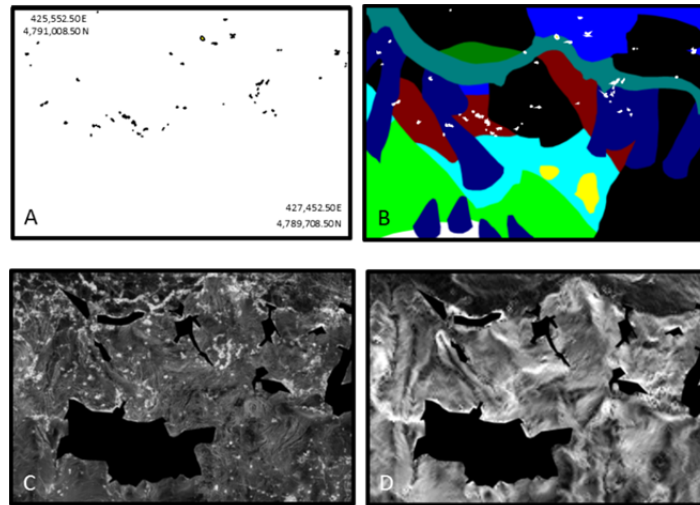


Figura 6. Deslizamientos y mapas de variables utilizadas en el área de Villafufre. A: distribución espacial de las 81 coronas (2332 píxeles); el tamaño se ha exagerado para su visualización. B: mapa de unidades litológicas con los deslizamientos en blanco. C: mapa de pendientes representadas en tonos de gris (áreas excluidas en negro), basado en DEM de 1 m. D: ídem pero basado en DEM de 10 m.

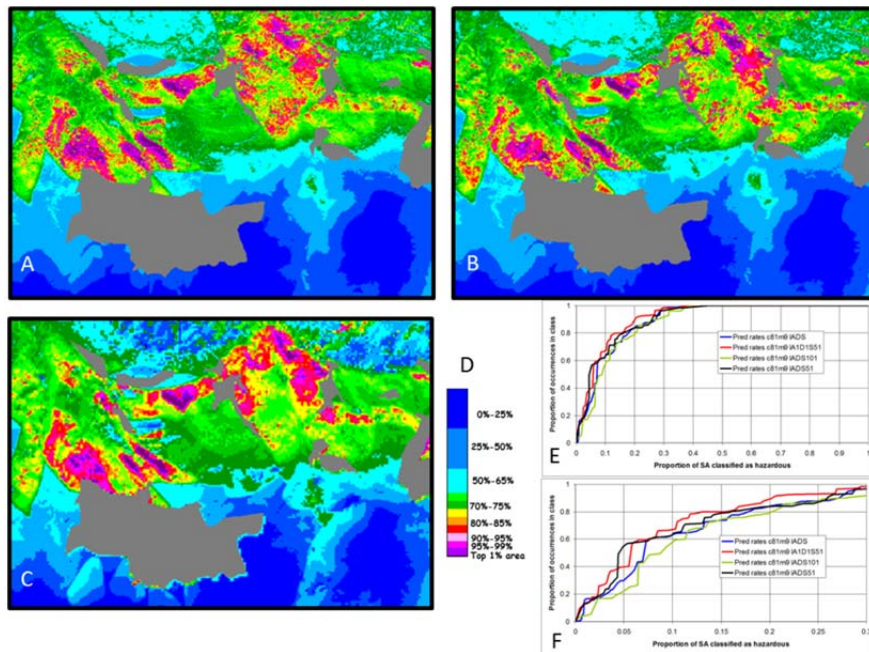


Figura 7. Patrones y curvas de predicción para el área de Villafufre. A: patrón espacial de predicción obtenido utilizando todas las variables categóricas y continuas derivadas del DEM de 1 m de resolución (IADS_1), así como las 81 coronas (excluyendo secuencialmente 9 de ellas para la validación). B: similar al anterior pero con las variables continuas derivadas del DEM de 5 m (IADS_51). C: ídem pero basado en el DEM de 10 m. D: leyenda con los colores representados en A, B y C. E: curvas de predicción de los mapas de predicción A, B, C así como de un mapa similar a B, en el que la pendiente ha sido sustituida por otra generalizada a 5 m a partir del DEM de 1 m (IA1D1S_51). F: detalle del 30 % más propenso de la E.

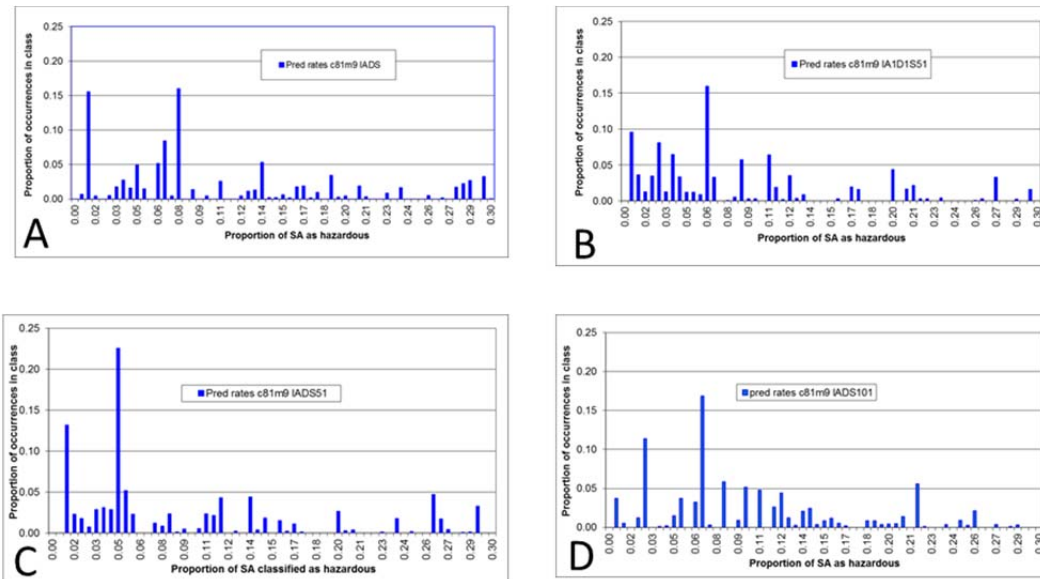


Figura 8. Histogramas de predicción correspondientes a las curvas de predicción de la Figura 7F.

5. CONCLUDING REMARKS

Esta contribución proporciona medidas cuantitativas sobre la influencia de la resolución de las variables condicionantes continuas en la modelización de la susceptibilidad. La función empírica de relación de probabilidades (ELR) ha sido utilizada para construir modelos predictivos de ocurrencia de futuros deslizamientos superficiales en dos áreas del norte peninsular. Se han llevado a cabo numerosos experimentos utilizando variables continuas derivadas de diferentes DEM, con distintas resoluciones espaciales. Las peculiaridades de los bancos han requerido confeccionar estrategias analíticas específicas para cada zona de estudio. Los resultados muestran que las resoluciones espaciales más detalladas no necesariamente proporcionan las mejores predicciones.

Un aspecto crítico para profundizar en los análisis realizados es poder interpretar las ligeras variaciones observables en los modelos predictivos, en función de sus características físicas y socioeconómicas. Dicha interpretación permitiría conocer mejor el coste y los beneficios de clasificar un área como susceptible y en consecuencia limitar los usos.

ACKNOWLEDGMENTS

Este trabajo ha sido financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad (Plan Estatal de Investigación Científica y Técnica y de Innovación 2013-2016; proyecto ESPERIDES, CGL2013-46425-P).

REFERENCES

- Bonachea, J., Remondo, J., Díaz de Terán, J.R., González-Díez, A., and Cendrero, A., 2009. Landslide risk models for decision making. *Risk Analysis*, 29 (11): 1629-1643.
- Cruden, D.M., Varnes, D.J., 1996. Landslide types and processes. In: A.K. Turner, L.R. Schuster (Editors), *Landslides investigation and mitigation*. Special report 247. Transportation Research Board, Washington.
- Chung, C.F., 2006. Using likelihood ratio functions for modelling the conditional probability of occurrence of future landslides for risk assessment. *Computers & Geosciences*, 32 (8): 1052-1065.
- Chung, C.F. and Fabbri, A.G., 1993. Representation of geoscience data for information integration. *Journal of Non-renewable Resources*, 2 (2): 122-139.
- Chung, C.F. and Fabbri, A.G., 1999. Probabilistic prediction models for landslide hazard mapping. *Photogrammetric Engineering & Remote Sensing, PE&RS*, 65 (12): 1389-1399.
- Chung, C.F. and Fabbri, A.G., 2003. Validation of spatial prediction models for landslide hazard mapping. *Natural Hazards*, 30 (3): 451-472.
- Chung, C.F. & Fabbri, A.G., 2008. Predicting future landslides for risk analysis-spatial models and cross-validation of their results. *Geomorphology*, 94 (3-4): 438-452.
- Fabbri, A.G., Chung, C.-J.F., Cendrero, A. and Remondo, J., 2003. Is Prediction of Future Landslides Possible with a GIS? *Natural Hazards*, 30: 487-499.
- Fabbri, A.G., Komac, M., Patera, A. and Chung, C.-J., 2015. Favourability modelling of landslide hazard with spatial uncertainty of class membership: a reapplication in central Slovenia. In: H. Schaeben, R. Tolosana, K.G. Delgado & R. van den Boogaart (Editors), *Proceedings of International Association of Mathematical Geology*. Freiberg, Germany, pp.848-856. ISBN 978-3-00-050337-5 (DVD).
- Fabbri, A.G., Cavallin, A., Patera, A., Sangalli, L. and Chung, C.-J., 2017. Comparing patterns of spatial relationships for susceptibility prediction of landslide occurrences. *Proceedings of the 4th World Landslide Forum*, Ljubljana, in press.
- González-Díez, A., Remondo, J., Cardenal, J., Mata, E., Pérez, J.L. and Delgado, J., 2008. The effects of DEM resolution in landslide susceptibility modelling. Uncertainty in spatial prediction modelling: from natural risk to resources, *33th International Geological Congress*, Oslo.
- González-Díez, A., Fernandez-Maroto, G., Doughty, M.W., Díaz de Terán, J.R., Remondo, J. and Cardenal, J., 2013. The application of digital photogrammetric techniques in the generation of landslide inventories of high temporal frequency for Villafufre area (Cantabria, Spain). *Proceeding of the 8th International Conference on Geomorphology*, Paris.
- Olague, I., González-Díez, A., Díaz de Terán, J.R., Remondo, J., Bonachea, J., Cendrero, A., 2004. The study of temporal occurrence of landslides using digital photogrammetry. *32nd International Geological Congress*, Geomorphometry and topographic analysis, Florence. Abstracts volume.
- Remondo, J., González, A., Díaz de Terán, J.R., Cendrero, A., Fabbri, A. and Chung, C.-J.F., 2003. Validation of Landslide Susceptibility Maps; Examples and Applications from a Case Study in Northern Spain. *Natural Hazards*, 30: 437-449.

ANÁLISIS DE LA ACTIVIDAD DE DESLIZAMIENTOS MEDIANTE TÉCNICAS DE LIDAR Y FOTOGRAMETRÍA EN EL ENTORNO DE LA AUTOVÍA A-44 (JAÉN)

Carlos COLOMO JIMÉNEZ¹, José L. PÉREZ GARCÍA^{1,2}, José M. GÓMEZ LÓPEZ^{1,2}, Tomás FERNÁNDEZ DEL CASTILLO^{1,2}

¹ Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría.
Escuela Politécnica Superior de Jaén
Universidad de Jaén.

² Centro de Estudios Avanzados en Ciencias de la Tierra
Universidad de Jaén

RESUMEN

En este trabajo se emplean técnicas de LiDAR y fotogrametría para el análisis de la actividad de movimientos de ladera. Los datos corresponden a varios vuelos (1984, 1996, 2005, 2010 y 2011) que cubren una zona de unos 100 Km². del entorno de la autovía A-44. Como referencia se ha fijado un vuelo combinado de fotogrametría y LiDAR de 2010, procesado mediante métodos de orientación directa y ajuste iterativo entre ambos conjuntos de datos. Los vuelos históricos han sido orientados transfiriendo puntos de control desde el vuelo de referencia. A partir de ahí se han obtenido los modelos digitales de superficie (MDS) y las ortofotografías, así como los correspondientes modelos diferenciales para identificar cambios del terreno. Estos se han sometido a diversos filtrados (desplazamientos superiores a 1 m, áreas superiores a 25 m² y vegetación mediante índice NDVI) y fotointerpretación para obtener un inventario multitemporal de movimientos de ladera.

1. INTRODUCCIÓN

La estimación de la actividad – o la datación – de los movimientos de ladera resulta crucial en los análisis de riesgos, pues permite la determinación de la peligrosidad (probabilidad espacio-temporal), una de las componentes del riesgo. La datación de los deslizamientos

resulta difícil en la mayor parte de los casos, por lo que generalmente se recurre bien a la datación directa de una muestra reducida de deslizamientos individuales, o bien a la datación de los factores activadores o desencadenantes para determinar la actividad de forma indirecta. La datación directa se realiza con técnicas complejas y a veces invasivas, lo que restringe su utilización generalmente a casos individuales. Para extender su uso a zonas de una cierta extensión se ha recurrido a análisis geomorfológicos, generalmente realizados sobre fotografía aérea (fotointerpretación), que introducen una cierta dosis de subjetividad en el análisis. Sin embargo, en los últimos años las técnicas geomáticas han abierto una vía de investigación interesante a medida que se ha ido disponiendo de colecciones de fotografías aéreas e imágenes de satélite, con información de la superficie terrestre en un momento del pasado.

En este sentido, las técnicas de teledetección y SIG son herramientas básicas para los análisis de movimientos de ladera (Chacón et al., 2006) ya que ofrecen la posibilidad de estudiar y cartografiar de forma eficaz y objetiva áreas de diferente extensión con la resolución y precisión adecuadas, así como la capacidad de desarrollar enfoques en 3D y multitemporales. Estas técnicas varían desde la teledetección espacial (Metternich et al., 2005), tanto en el espectro óptico como DInSAR, hasta la fotogrametría y/o LiDAR aerotransportado, frecuentemente integrados.

En estudios de alta resolución, con deslizamientos de una evolución diacrónica en el que se producen procesos de reactivación, la fotogrametría aérea resulta muy adecuada, y por lo tanto su uso es cada vez más generalizado (Walstra et al., 2004; Prokesova et al., 2010), a veces combinada con técnicas LiDAR (Corsini et al., 2011; Fernández et al., 2012; 2017) o GNSS (Bruckl et al., 2006). En estos estudios, la orientación de los bloques de imágenes se basa en técnicas convencionales de aerotriangulación, utilizando un número reducido de puntos de apoyo (GCP) medidos sobre el terreno mediante GNSS. Una vez orientadas las imágenes, se elaboran Modelos Digitales del Terreno (MDT) o de Superficie (MDS) mediante técnicas de correlación automática, así como ortofotografías. A partir de los modelos de épocas sucesivas, se han desarrollado enfoques cuantitativos tales como el cálculo de MDS/MDT diferenciales, perfiles topográficos y cálculos volumétricos; además, en algunos casos se calculan los vectores de desplazamiento 3D (Bruckl et al., 2006; Fernández, 2016) y se hacen observaciones para la caracterización cualitativa de movimientos (Walstra et al., 2004; Bruckl et al., 2006; Prokesova et al., 2010; Fernández et al., 2012; 2016; 2017).

Por su parte, las técnicas LiDAR están siendo igualmente empleadas de forma creciente en la investigación de movimientos de ladera. Permiten la creación de MDS de alta resolución y precisión, así como de MDT mediante técnicas de clasificación y filtrado. Estos modelos son empleados para obtener parámetros que caracterizan a las formas del relieve y a los movimientos de ladera (Glenn et al., 2005) o para la comparación de modelos de distinta época (Corsini et al., 2011; Palenzuela et al., 2015).

En este trabajo se han integrado técnicas de LiDAR aéreo y de fotogrametría, a partir de imágenes capturadas desde plataformas aéreas convencionales. Una vez orientados los datos e

imágenes se realizan MDS diferenciales y ortofotografías, que permiten medir desplazamientos verticales y horizontales de la superficie del terreno y monitorizar los cambios del mismo en una región extensa. Para discriminar los movimientos de ladera de otras posibles causas de los cambios en la superficie del terreno, se aplican una serie de filtros, además de la propia fotointerpretación de las imágenes.

2. ZONAS DE ESTUDIO

La zona de estudio se encuentra al Sur de la ciudad de Jaén en el entorno de la autovía A-44 que une a esta localidad con Granada. La autovía circula junto al cauce del río Guadalbullón, que deja a sus márgenes laderas con una cierta pendiente sobre las que se excavan los taludes de la autovía. Tanto en las laderas naturales como en los taludes, se observan numerosos procesos de inestabilidad que corresponden normalmente a deslizamientos (Varnes, 1978; Hungr et al., 2014), aunque también son frecuentes los flujos de tierras y de barro, y en menor medida, los desprendimientos (Figura 1).

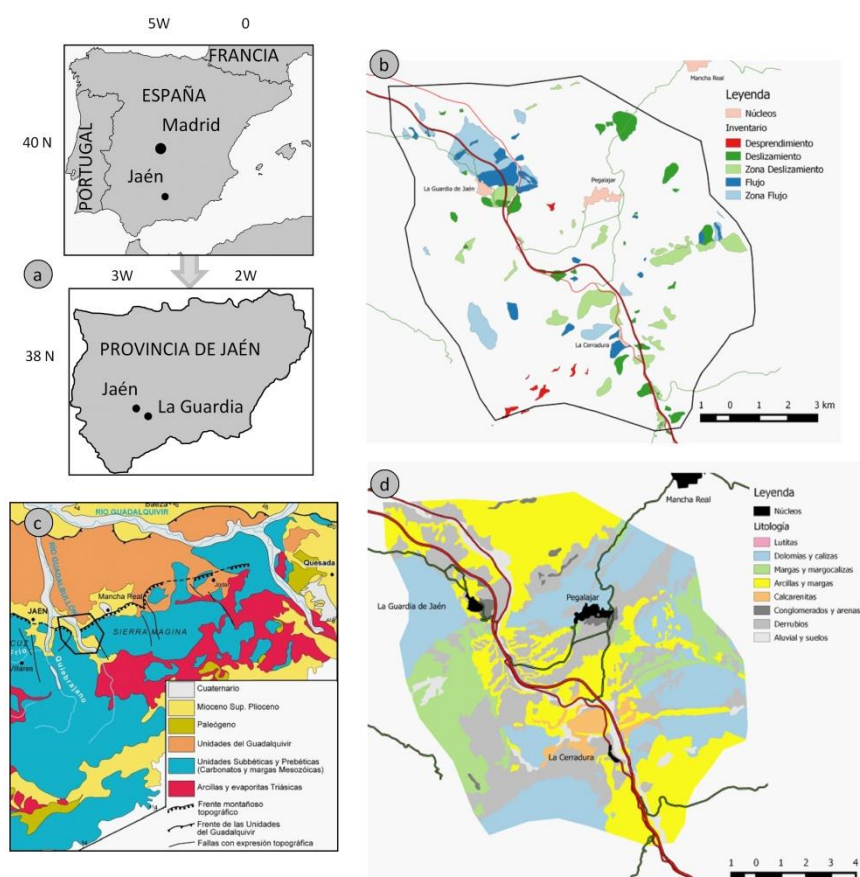


Figura 1. Localización de las zonas de trabajo: a: Localización geográfica; b: Inventario de movimientos en el entorno; c: Encuadre geológico; d: Mapa litológico.

En la zona afloran diversos materiales a su vez pertenecientes a distintas unidades tectónicas, de estructura compleja y discutida (Figura 1): materiales del Triásico consistentes en dolomías, lutitas y evaporitas; Subbético Medio, formado por una potente serie carbonatada (Jurásico) y encima margas y margocalizas (Cretácico); Unidades Intermedias, donde se repite la serie anterior; Prebético, en el que aparecen margas, margocalizas, dolomías y calizas de edad Cretácica; Unidades del Guadalquivir, un conjunto de materiales de naturaleza discutida, en los que predominan según sectores evaporitas y lutitas del Triásico, margas y arcillas del Cretácico-Paleógeno de afinidad subbética, o sedimentos margosos-arcillosos del Mioceno Inferior pertenecientes a la cuenca del Guadalquivir; todo ello coronado por conglomerados y arenas del Plioceno y los rellenos cuaternarios (derrubios, materiales aluviales, terrazas y suelos).

3. MATERIAL Y METODOLOGÍA

La metodología se centra en el empleo combinado de técnicas de LiDAR y fotogrametría, con datos capturados desde plataformas aéreas convencionales de resolución decimétrica. Los datos disponibles son un vuelo combinado de cámara digital (Z/I DMC) y sensor LiDAR (Leica ALS50-II), con sistema inercial GPS/IMU para la orientación directa del vuelo, además de una serie de vuelos históricos de 1984 (IGN), 1996 (IECA), 2005 y 2011 (PNOA). Las características de los vuelos utilizados se muestran en la Tabla 1.

Vuelo	Organismo	Bandas	Formato	Pixel terreno (m)	LiDAR
1984	IGN	Pancromática	Película	0,50	No
1996	IECA	Pancromática	Película	0,30	No
2005	IECA-PNOA	GB-NIR	Digital	0,45	No
2010	Propio	RGB	Digital	0,20	Sí
2011	IECA-PNOA	RGB	Digital	0,45	No

Tabla 1. Propiedades de los vuelos fotogramétricos y LiDAR.

La metodología consta de varias fases descritas parcialmente en trabajos anteriores (Colomo et al., 2016; Fernández et al., 2012; 2016, 2017):

1. Orientación del vuelo de referencia.
2. Orientación de los vuelos fotogramétricos históricos.
3. Elaboración de los MDS y ortofotografías.
4. Obtención del inventario multitemporal.

3.1. Orientación del vuelo de referencia

El primer paso corresponde a la orientación del vuelo combinado de LiDAR y fotografía. El bloque fotogramétrico se ha procesado mediante técnicas de orientación directa a partir de los parámetros de vuelo (GNSS e inerciales), en estación fotogramétrica y empleando el software Socet Set 5.2. Por su parte, los datos LiDAR se han orientado mediante el reajuste de las distintas pasadas empleando el módulo Terramatch del software Terrasolid.

Una vez orientados y georreferenciados ambos conjuntos de datos, se ajustó el vuelo fotogramétrico a la nube de puntos LiDAR ya que no mostraban una buena correspondencia. Para ello se han extraído de la nube de puntos LiDAR una serie de puntos altimétricos que se han incorporado junto a los puntos de paso en el proceso de orientación, de una forma iterativa. Los puntos han sido extraídos mediante un procedimiento basado en la aplicación de filtros de extracción de bordes (Sobel) a una imagen del gradiente de la pendiente obtenida a partir de los datos LiDAR, lo que asegura que los puntos son altimétricamente estables (Colomo et al., 2016).

3.2. Orientación de los vuelos fotogramétricos históricos

La orientación del resto de vuelos se hizo de acuerdo a la metodología empleada en trabajos previos (Fernández et al., 2012, 2016, 2017), en los que los puntos con apoyo o de control (GCP) se extraen del vuelo tomado como referencia y se aplican al resto (GCP de segundo orden). Sin embargo, en este caso los puntos se extraen mediante el mismo procedimiento explicado anteriormente desde la imagen procedente de los datos LiDAR – en realidad se emplean los mismos puntos – y la orientación de los vuelos se hace igualmente de forma iterativa. Esta metodología permite mejorar la georreferenciación de los conjuntos de imágenes en un sistema de referencia común (ETRS89/UTM30), al tiempo que minimiza o elimina el trabajo de campo.

Con carácter previo se realizó una orientación previa de los vuelos históricos considerados, tomando puntos de control desde modelos digitales de elevaciones y ortofotografías existentes en IDEs (Colomo et al., 2016), lo que asegura el proceso de convergencia entre los conjuntos de datos.

3.3. Elaboración de los MDS y las ortofotografías

Una vez orientados los vuelos, se han elaborado los modelos digitales de superficie (MDS) y las ortofotografías, con una resolución de 2 m y 0,5 m, respectivamente, empleando técnicas de correlación automática (matching) aplicadas mediante las herramientas correspondientes del software Socet Set.

A partir de los MDS de las distintas campañas se han calculado los modelos diferenciales, que permiten detectar objetivamente las zonas que experimentan ascenso o descenso de la superficie (Figura 2a), a la vez que determinar los errores medios de dichos modelos y su dispersión (desviación típica), como medida de la precisión vertical. En este trabajo – a diferencia de otros (Palenzuela et al., 2015; Fernández et al., 2012, 2017) – se han empleado los MDS en lugar de los MDT, debido a que la mayor parte de los modelos, salvo el de 2010, son de origen fotogramétrico y así los procesos de clasificación automática y filtrado de nubes de puntos no aseguran buenos resultados en zonas donde hay un cierto recubrimiento de vegetación y otros elementos. Por otra parte, la edición de modelos en una zona tan amplia supondría un consumo de tiempo muy elevado.

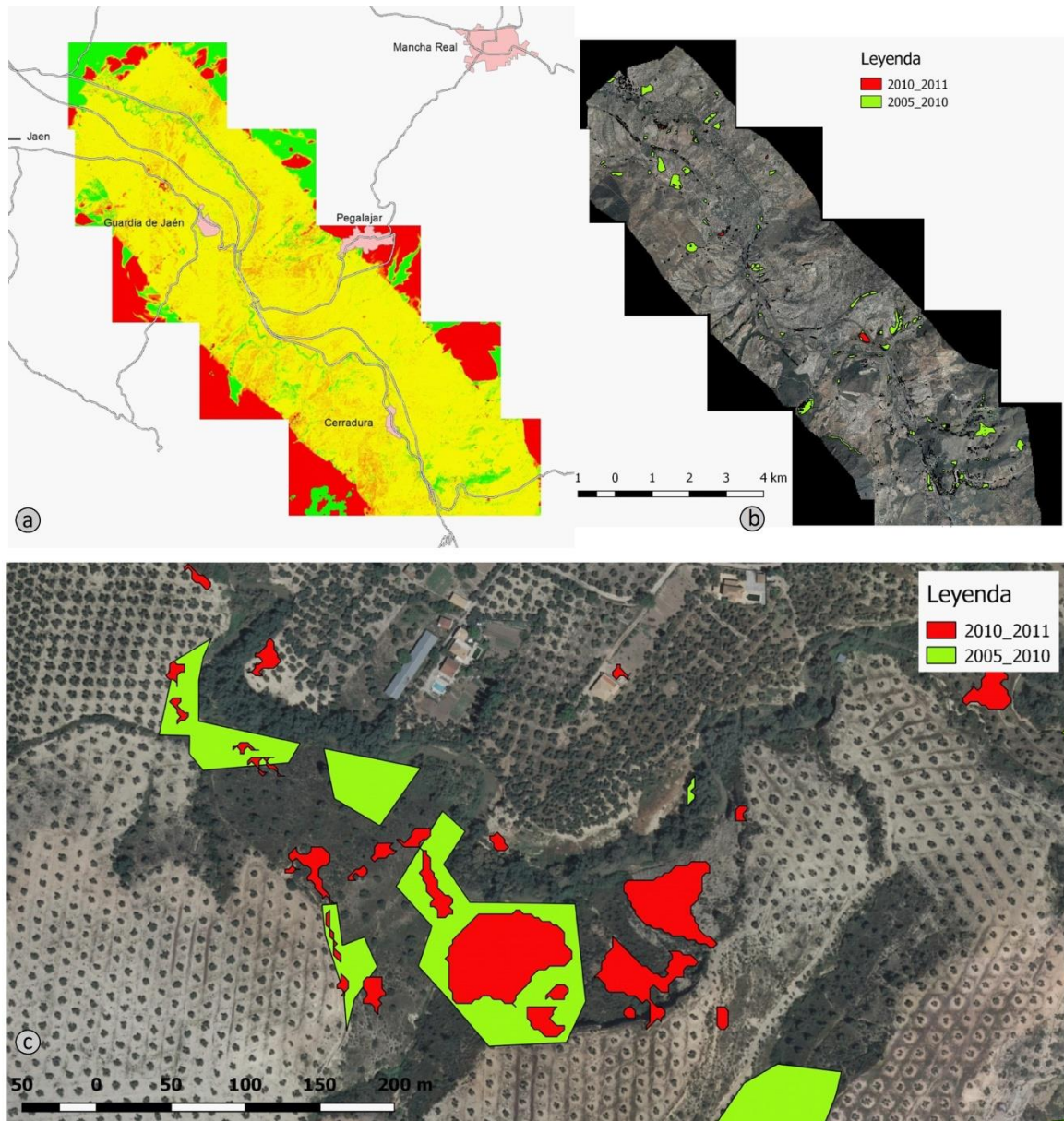


Figura 2. Modelos diferenciales e inventarios: a: Modelo diferencial 2005-2010; b: Inventarios 2005-2010 y 2010-2011; c: Detalle de los inventarios.

3.4. Obtención del inventario multitemporal

Una vez obtenidos los modelos diferenciales (Figura 2a y 3), para identificar las zonas inestables se hace necesario discriminar, ya que no todos los desplazamientos verticales de la superficie se deben a movimientos de ladera (hay cambios en la vegetación, construcciones, etc.). Como se ha apuntado anteriormente se han trabajado con los MDS y no se han aplicado procedimientos de clasificación, ni se han editado los modelos.

Así, se ha optado por otras soluciones como la determinación de índices de vegetación, lo que ha permitido excluir del análisis las zonas con vegetación tupida y se ha aplicado una máscara con las zonas urbanizadas, extraída de la base de datos geográficos de Andalucía 1:10.000. Por último, se han filtrado aquellas zonas con desplazamientos inferiores a un umbral de 1 m – en base a las precisiones verticales calculadas a partir de la desviación típica de los modelos diferenciales – y aquellas otras cuya extensión es inferior a 25 m², con el objetivo de eliminar ruido

Finalmente, sobre la base de este filtrado de los MDS diferenciales, el inventario multitemporal se ha elaborado fotointerpretando y digitalizando sobre la ortofotografía. Esto permite discriminar entre movimientos de ladera y otros objetos (artefactos), así como otros cambios en el propio terreno como construcciones, excavaciones, rellenos, canteras, etc., no detectados en el análisis anterior. El resultado se muestra en la Figura 2 b-c. Una vez obtenido el inventario, se han realizado cálculos zonales sobre los desplazamientos verticales del terreno en cada uno de los movimientos digitalizados y cada uno de los intervalos temporales considerados, empleando las herramientas de análisis zonal de ArcGIS. Los resultados se muestran en la Tabla 2.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Antes de entrar en la descripción de los resultados hay que referirse a las precisiones e incertidumbres del estudio, que marcarán la validez de los mismos. Así, los errores resultantes del proceso iterativo de orientación y ajuste de los vuelos fotogramétricos respecto a los datos LiDAR – establecidos mediante el cálculo de los modelos diferenciales, como se ha descrito antes – varían entre valores medios próximos a 0 en el caso del MDS de referencia (2010), en torno a 0,10 m en los MDS de 2005 y 2011, 0,35 m en el MDS de 1996 y 0,50 m en el MDS de 1984. Por su parte la desviación típica de los errores presentan valores entre 0,43 y 0,50 m en los modelos de 2005, 2010 y 2011, de 0,63 m en el modelo de 1996 y 0,82 m en el modelo de 1984. A partir de estos últimos valores se establece una incertidumbre general del estudio en 1 m, por encima del valor más elevado de la desviación típica, de acuerdo al criterio adoptado en trabajos previos (Fernández et al., 2016, 2017).

Los MDS diferenciales de la zona completa (Figura 2a) permiten observar a grandes rasgos algunos procesos como la construcción de la autovía A-44 a mediados de los años 1990, que aparece claramente en el primer periodo de 1984-1996 y en menor medida en el segundo de 1996-2005. También se observan sectores de cambios bastante extensos y con grandes desplazamientos (varios metros) debidos al crecimiento o decrecimiento de la vegetación; generalmente se trata de zonas de vegetación natural (pinares o matorrales), aunque también se produce en el olivar. Descontando ambos efectos (carretera y vegetación), se pueden detectar algunas zonas con cambios o desplazamientos significativos de la superficie del terreno que en determinadas circunstancias pueden asociarse con deslizamientos.

Así, a partir de los filtrados y la fotointerpretación se ha obtenido un inventario multitemporal de los movimientos de ladera en la zona completa (Figura 2b-c). Se han identificado numerosas zonas inestables, correspondientes a distintas situaciones, algunas de las cuales se han catalogado como movimientos de ladera, de acuerdo a los desplazamientos observados (zonas de depresión y/o de acumulación) y la fotointerpretación. En este inventario se incluye no solo la localización de los fenómenos, sino también su tipología y la actividad.

La tipología se ha asignado en función de los desplazamientos verticales calculados en los MDS diferenciales y la longitud de los movimientos, de acuerdo a lo establecido en las clasificaciones más empleadas de los movimientos de ladera (Varnes, 1978; Hungr et al., 2014) y sobre todo de la fotointerpretación. La mayor parte de los movimientos corresponden a flujos de tierra o de barro, seguidos de los deslizamientos (ambos asociados a las litologías margosas y arcillosas) y finalmente los desprendimientos (asociados a litologías carbonatadas y restringidos a zonas de acantilado). La actividad – que es el objetivo final de este trabajo – ha sido estimada fundamentalmente a partir de los MDS diferenciales, tras los filtros aplicados, aunque matizada por la fotointerpretación. En general, en estos casos se observan cambios en todos los periodos analizados, lo que informa de una actividad continuada en el tiempo, aún con diferencias que a continuación se describen.

En la Tabla 2 se muestran los desplazamientos verticales mínimos, medios y máximos en estos movimientos para los diferentes periodos considerados, y en la Figura 3 se observa la evolución en detalle en algunas de las zonas inestables. Así, en la zona del polígono industrial de La Guardia (Figura 3a), además de los efectos de la construcción de la autovía A-44 y otras carreteras (A-3200), se observa una cierta actividad en toda la ladera con elevaciones y depresiones del terreno en el periodo 1984-1996, no restringida al flujo que posteriormente se desarrolló de forma clara. Focalizando en dicho flujo, el desplazamiento medio positivo (Tabla 2, movimiento 1) que se concentra en la zona alta del mismo se interpreta como un relleno artificial. A partir del periodo 1996-2005 se produce una activación del flujo con su zona de depresión (2-4 m) en la parta más alta y su zona de acumulación ladera abajo (1-2 m), proceso que se agudiza en el siguiente periodo, tanto en la cuantía de los desplazamientos verticales, como en la extensión del movimiento hacia abajo. Por último, en el año 2010-2011 se observa una menor actividad en el movimiento y en general en la ladera.

En la parte baja de la vertiente sur del río Guadalbullón (Figura 3b), se producen una serie de deslizamientos con actividad visible en los últimos años (Tabla 2, movimientos 21 y 22). Dejando de lado los cambios en la vegetación de ribera, se observan zonas de depresión del terreno, probablemente por la incisión del río que descalza al terreno y lo hace descender, mientras que las zonas de acumulación no son tan visibles al evacuarse probablemente el material por el propio río. Esta situación se puede ver ya en el periodo 1984-1996 (descensos de hasta 2 m), se mantiene en el siguiente (1996-2005), y termina por manifestarse de forma clara en 2005-2010 y especialmente el año 2010-2011, donde se alcanzan descensos importantes (mínimos cercanos a -10 m y -7 m en cada uno de los deslizamientos observados) y zonas de acumulación más limitadas (poco más de 3 m o 1,5 m, respectivamente).

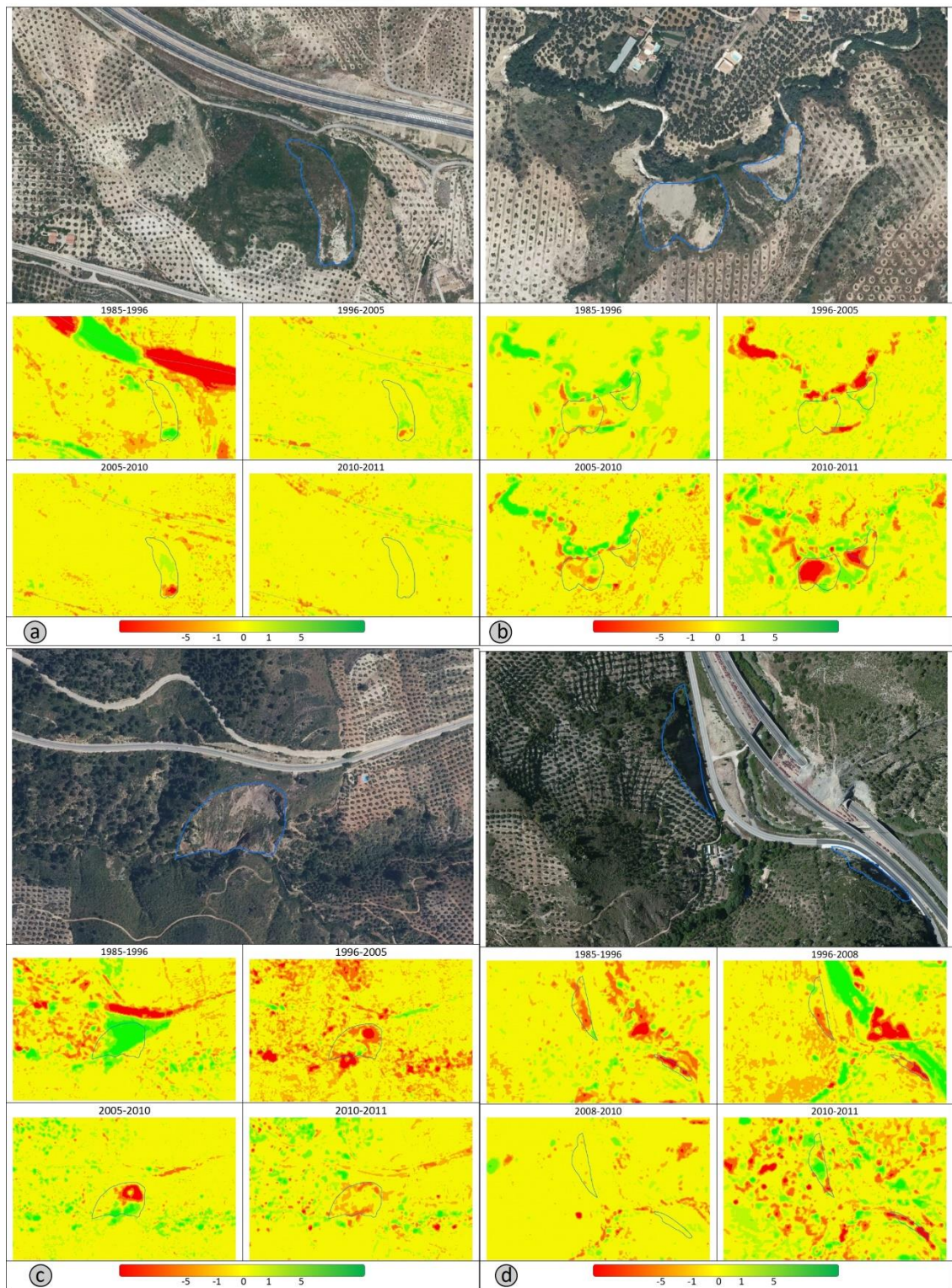


Figura 3. Modelos diferenciales: a: Polígono; b: Río Guadalbullón; c: Carretera A-341; d: Autovía A-44.

Mov.	Área	Periodo	Desplazamientos			Tasas de desplazamiento		
			Medios	Mínimo	Máximo	Media	Mínima	Máxima
1	6875,00	1984-1996	0.349	-2.227	8.210	0.029	-0.186	0.684
		1996-2005	0.086	-4.445	2.696	0.010	-0.494	0.300
		2005-2010	-0.170	-7.279	1.979	-0.034	-1.456	0.396
		2010-2011	-0.158	-1.323	1.055	-0.158	-1.323	1.055
21	656,25	1984-1996	1.008	-2.214	18.803	0.084	-0.185	1.567
		1996-2005	-0.207	-4.342	1.820	-0.023	-0.482	0.202
		2005-2010	-0.460	-3.352	4.174	-0.092	-0.670	0.835
		2010-2011	-2.346	-9.496	3.417	-2.346	-9.496	3.417
22	2168,75	1984-1996	1.048	-2.524	4.506	0.087	-0.210	0.376
		1996-2005	-0.215	-4.655	3.480	-0.024	-0.517	0.387
		2005-2010	-0.745	-1.907	0.644	-0.149	-0.381	0.129
		2010-2011	-1.626	-7.482	1.693	-1.626	-7.482	1.693
101	10437,50	1984-1996	7.718	-1.760	22.660	0.643	-0.147	1.888
		1996-2005	-1.917	-17.063	6.358	-0.213	-1.896	0.706
		2005-2010	-0.414	-12.548	8.963	-0.083	-2.510	1.793
		2010-2011	-0.874	-4.017	1.558	-0.874	-4.017	1.558
111	4225,00	1984-1996	-1.290	-5.517	4.230	-0.108	-0.460	0.353
		1996-2005	-1.028	-5.964	4.797	-0.114	-0.663	0.533
		2005-2010	-0.364	-1.562	1.284	-0.073	-0.312	0.257
		2010-2011	0.936	-5.934	7.451	0.936	-5.934	7.451
112	1500,00	1984-1996	-3.183	-8.149	1.788	-0.265	-0.679	0.149
		1996-2005	-3.409	-10.023	0.561	-0.379	-1.114	0.062
		2005-2010	0.121	-0.883	1.387	0.024	-0.177	0.277
		2010-2011	-4.439	-17.342	2.701	-4.439	-17.342	2.701

Tabla 2. Desplazamientos verticales calculados en varios movimientos identificados en la zona de estudio.

En el entorno de la carretera A-324, se ha detectado un deslizamiento de cierta envergadura (Figura 3c y Tabla 2, movimiento 101). En el periodo 1984-1996 se observa un ascenso que puede tener que ver con el depósito de material de relleno de la propia carretera, siendo los valores positivos superiores a los negativos. El deslizamiento parece surgir en el periodo 1996-2005, en el que se observan zonas de depresión en la parte alta (desplazamientos de -17 m) y zonas de acumulación en la parte baja, con desplazamientos máximos también notables (más de 6 m). Este comportamiento continúa en el siguiente periodo, con desplazamientos negativos de hasta -13 m y desplazamientos positivos de casi 9 m. Puede pensarse que el material deslizado pudiera ser del relleno observado, pero en la ortofotografía se puede observar que el sustrato rocoso está también afectado. En el último año del análisis (2010-2011) se siguen conservando indicios de inestabilidad, fundamentalmente descensos de la superficie del terreno, aunque mucho menores en términos absolutos (4 m) que los anteriores.

Por último, se ha analizado un talud de la carretera nacional N-323 (Figura 3d, Tabla 2, movimientos 111 y 112), donde se observa una inestabilidad inicial en el periodo 1984-1996, relacionada con las obras de la autovía y sus accesos, con importantes desplazamientos negativos en ambos taludes (-5 y -8 m, respectivamente). Posteriormente, se sigue conservando una cierta actividad en el periodo 1996-2005, con descensos del terreno similares a los anteriores (-6 y -10 m), que cesa casi por completo en el siguiente (2005-2010). Finalmente, en 2010-2011 se vuelve a detectar una cierta reactivación del talud con ascensos del terreno que alcanzan valores elevados, especialmente en el talud más al sur (-17 m), e incluso con ascensos que llegan a alcanzar valores superiores a 7 m en el talud más al norte.

En conjunto se puede concluir que los mayores desplazamientos negativos (descensos) y positivos (ascensos) se producen en los dos primeros periodos (1984-1996 y 1996-2005), especialmente en el segundo, aunque hay que tener en cuenta que estos periodos abarcan un mayor intervalo de tiempo. Sin embargo, en términos relativos, las mayores tasas se observan en los dos últimos periodos (2005-2010 y 2010-2011). Dado que el régimen de lluvias – principal mecanismo activador de la inestabilidad en la zona – es irregular, de todo ello se puede únicamente inferir una actividad más o menos continua de los movimientos de ladera en los últimos 30 años, tanto los de origen natural, como los relacionados con las actividades humanas (especialmente la construcción de la autovía A-44, en los años 1990).

La relación entre la actividad de los movimientos y las lluvias se ha analizado con datos de estaciones meteorológicas en las que se dispone de una serie diaria desde 1991. Considerando los intervalos temporales analizados, durante el primero de ellos se produjo un periodo de sequía en la primera parte de los años 1990, tras el cual se produjo un periodo húmedo entre los años 1995-1998. Esta intensidad de las lluvias no se refleja de forma clara en la actividad de los intervalos analizados ya que ambos son largos y el periodo húmedo queda distribuido entre ellos. Posteriormente se inició un periodo más seco que se prolongó hasta llegar a un periodo húmedo (2009-2011). Este régimen de lluvias intensas se expresa de nuevo en la actividad observada en las comparativas de 2005-2010 y también en la de 2010-2011, en la que se presentan cambios significativos en la superficie del terreno, aun en intervalos cortos.

5. CONCLUSIONES

Las técnicas de fotogrametría y LiDAR se revelan como herramientas muy útiles para la identificación de movimientos de ladera y la caracterización de su actividad. El LiDAR y la fotogrametría aérea permiten trabajar con movimientos individuales de una cierta magnitud (hectométrica a kilométrica), aunque también con áreas de hasta varios kilómetros como la estudiada (unos 100 Km²), para realizar inventarios multitemporales.

A partir de los vuelos orientados, mediante procedimientos de orientación directa y ajuste iterativo entre modelos, se pueden obtener los correspondientes MDS y ortofotografías, y especialmente los modelos diferenciales, que muestran zonas de cambios de la superficie. Tras un proceso de filtrado, se elimina parcialmente el ruido, así como las zonas con vegetación y construidas, lo que permite detectar áreas potencialmente inestables. Finalmente, mediante fotointerpretación se identifican y digitalizan movimientos de ladera, en los que se calculan los desplazamientos verticales en los distintos periodos; estos se relacionan con las lluvias, que se consideran el principal mecanismo activador de los movimientos de la zona.

Las investigaciones futuras se centrarán en introducir un mayor número de vuelos, con objeto de hacer un seguimiento más completo de la actividad de la zona, y por otra parte, en desarrollar las técnicas de filtrado para discriminar automáticamente entre zonas con cambios en los MDS y zonas donde realmente se hayan producido movimientos de ladera.

Agradecimientos: Este trabajo se ha financiado con los proyectos: ISTECEO (RNM-06862, de Excelencia de la Junta de Andalucía); “Desarrollo de una metodología para la cartografía de peligrosidad a los movimientos de ladera: Aplicación a la provincia de Jaén” (Centro de Estudios Avanzados en Ciencias de la Tierra de la Universidad de Jaén); y el grupo “Sistemas Fotogramétricos y Topométricos” del Plan Andaluz de I+D+i (PAIDI).

REFERENCIAS

- Brückl, E.; Brunner, F.K.; Kraus, K. (2006). Kinematics of a deep-seated landslide derived from photogrammetric, GPS and geophysical data. *Engineering Geology*, 88, 149–159.
- Chacón, J.; El Hamdouni, R.; Irigaray, C.; Fernández, T. (2006). Engineering geology maps: Landslides and GIS. *Bull. of Engineering Geology and the Environment*, 65, 341-411.
- Colomo, C.; Pérez, J.L.; Fernández-del Castillo, T.; Gómez, J. M.; Mozas, A.T. (2016). Methodology for orientation and fusion of photogrammetric and LiDAR data for multitemporal studies. *Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spatial Inf. Sci.*, XLI-B7, 639-645.
- Corsini, A.; Borgatti, L.; Cervi, F.; Dahne, A.; Ronchetti, F.; Sterzai, P. (2009). Estimating mass-wasting processes in active earth slides-Earth flows with time-series of High-Resolution DEMs from photogrammetry and airborne LiDAR. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 433–439.
- Fernández, T.; Pérez García, J. L.; Colomo, C.; Mata, E.; Delgado, J.; Cardenal, F. C. (2012). Digital Photogrammetry and LiDAR techniques to study the evolution of a landslide. 8th International Conference on Geo-information for Disaster Management, 95-104.
- Fernández, T.; Pérez, J.L.; Cardenal, F. J.; Gómez, J. M.; Colomo, C.; Delgado, J. (2016). Analysis of landslide evolution affecting olive groves using UAV and photogrammetric techniques. *Remote Sensing*, Special Issue "Earth Observations for Geohazards", 8, 10, 837.
- Fernández, T.; Pérez, J. L.; Colomo, C.; Cardenal, J.; Delgado, J.; Palenzuela, J.A.; Irigaray, C.; Chacón, J. (2017). Assessment of the evolution of a landslide using digital photogrammetry and LiDAR techniques in the Alpujarras region (Granada, SE Spain). *Geosciences*, 7 (aceptado).
- Glenn, N.F.; Streutker, D.R.; Chadwick, D.J.; Thackray, G.D.; Dorsch, S.J. (2005). Analysis of LiDAR-derived topographic information for characterizing and differentiating landslide morphology and activity. *Geomorphology* 73, 131–148.
- Hungr, O.; Leroueil, S.; Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11, 2, 167-194.
- Metternicht, G.; Hurni, L.; Gogu, R. (2005). Remote sensing of landslides: An analysis of the potential contribution to geo-spatial systems for hazard assessment in mountainous environments. *Remote Sensing of Environment*, 98, 284–303.
- Palenzuela, J.A.; Marsella, M.; Nardinocchi, C.; Pérez, J.L.; Fernández, T.; Irigaray, C. and Chacón, J. (2015). Landslide detection and inventory by integrating LiDAR data in a GIS environment. *Landslides*, 12, 6, 1035-1050.
- Prokešová, R.; Kardoš, M.; Medveďová A. (2010). Landslide dynamics from high-resolution aerial photographs: A case study from W Carpathians, Slovakia. *Geomorphology*, 115, 90–101.
- Varnes, D.J. Slope movement, types and processes (1978). Schuster R.L.; Krizek R.J., Eds., *Landslides: Analysis and Control*, Transportation Research Board Special Report, National Academy of Sciences, Washington D.C, 176: 12-33.
- Walstra, J.; Chandler, J.H.; Dixon, N.; Dijkstra, T.A. (2004). Time for Change - Quantifying Landslide Evolution Using Historical Aerial Photographs and Modern Photogrammetric Methods. In: *Int. Arch. Photogramm. Remote Sens.*, Volume XXXV, 475-480.

ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN DE DESPRENDIMIENTOS A PARTIR DE DATOS LIDAR EN EL ESCARPE DE PUIGCERCÓS (PALLARS JUSSÀ – CATALUNYA)

Xabier BLANCH*, Marta GUINAU* y Manuel Jesús ROYÁN*

*RISKMAT, Dpt. de Dinàmica de la Terra i de l'Oceà, Facultat de Ciències de la Terra, Universitat de Barcelona. (xabierblanch@ub.edu)

RESUMEN

Este trabajo presenta el análisis de los desprendimientos que se producen en el escarpe del deslizamiento de Puigcercós (Pallars Jussà - Lleida) a partir de datos LiDAR. El escarpe se ha escaneado periódicamente desde 2007 pudiendo detectar un total de 4072 desprendimientos. El análisis de los desprendimientos detectados ha permitido obtener la relación magnitud-frecuencia la cual ha sido comparada con los resultados obtenidos en otras localidades. Además, se analiza la distribución espacial de los desprendimientos y las deformaciones detectadas en relación a desprendimientos de gran magnitud con el objetivo de detectar posibles indicadores precursores de estos. Estos resultados permiten caracterizar mejor el escarpe de Puigcercós y a la vez que exploran toda la información que aportan los datos LiDAR.

1. INTRODUCCIÓN

El uso de datos LiDAR en las investigaciones de movimientos de ladera ha crecido de manera considerable a lo largo de la última década (Derron y Jabodeyoff, 2010) consolidándose como una fuente de datos de gran valor para investigaciones en campos como la geomorfología, la geoestadística, la teledetección y los Sistemas de Información Geográfica (Abellán et al., 2016). Los dispositivos de LiDAR terrestre (TLS) permiten obtener datos tridimensionales a distancia de zonas con pendientes muy elevadas donde el acceso para la toma de datos resulta difícil y peligroso. Esto ha hecho que los TLS hayan sido empleados en numerosos estudios sobre inestabilidades de laderas en general y especialmente para el análisis de taludes rocosos (Abellán et al., 2014; Oppikofer et al., 2009; Dunham et al., 2017; Kromer et al., 2017).

En este trabajo se usan metodologías utilizadas en estudios anteriores (Abellán et al., 2010 y Royán et al., 2014), permitiendo la consolidación del uso de datos LiDAR para el estudio de los procesos de inestabilidad que se producen en escarpes. La realización de este trabajo pretende extraer el máximo conocimiento posible sobre los desprendimientos que se producen, mejorar las metodologías que se están usando y sistematizar los análisis para seguir perfeccionando la detección y predicción de grandes desprendimientos.

A diferencia de otros trabajos realizados con datos LiDAR en escarpes (Oppikofer et al., 2009; Abellán et al., 2010; Royán et al., 2014 o Kromer et al., 2017 entre otros), más

centrados en la predicción de los desprendimientos, en este trabajo se pretende investigar la relación magnitud-frecuencia y la distribución espacial de los desprendimientos ocurridos y sus posibles relaciones con la ocurrencia de desprendimientos de magnitudes excepcionales.

2. ZONA DE ESTUDIO Y ANTECEDENTES

El escarpe estudiado se encuentra en la antigua localidad de Puigcercós (Pallars Jussà - Lleida), situada en la Cuenca de Tremp (Fig. 1a). Esta cuenca, encajada entre los relieves que conforman el Prepirineo meridional, forma parte de la zona central de la cuenca de antepaís surpirenaica (Cuevas, 1992) y está formada por una secuencia de materiales sedimentarios del Eoceno en disposición subhorizontal. En el escarpe estudiado se alternan, en forma de capas de grueso variable, calizas, areniscas y margas grises (Cuevas, 1992).

La zona de estudio, denominada el *Espadat*, corresponde a un escarpe de morfología semicircular y de aproximadamente 200 metros de longitud, situado en el cerro donde se encontraba la población de Puigcercós, actualmente Puigcercós viejo (Fig. 1b). Este escarpe corresponde a la cicatriz de coronación que produjo un gran deslizamiento de tierras que se desencadenó la noche del 13 de enero de 1881 (Vidal, 1881), y que provocó el abandono y posterior reubicación del pueblo de Puigcercós.

El escarpe estudiado presenta una gran actividad de desprendimientos, dominados por mecanismos de rotura tipo vuelco (*toppling*) (Hung et al., 2014), (Fig. 1c). El tamaño, el dinamismo de los bloques inestables y el mecanismo de caída de los desprendimientos están estrechamente controlados por la intersección subhorizontal de la estratificación con un conjunto de grietas de tensión verticales subparalelas a la pared de roca (Blanchard et al., 2008; Royán et al., *submitted*).

La parte del escarpe estudiada corresponde a un área de 2633,38 m², tiene una altura máxima de 27 metros y una longitud de 123 metros (Fig. 1d). Esta sección del escarpe es la que presenta una mayor actividad como se demuestra en los trabajos realizados por Abellán et al., (2010) y Royán et al., (2014).

Gracias a la buena conservación del escarpe, a la recurrente actividad que se observa y a la seguridad con la que se efectúan las capturas de datos, esta zona ha acontecido en los últimos años una zona piloto de estudio. Prueba de esto son los diferentes estudios que se han realizado en este escarpe, entre los más destacados, el estudio para detectar y predecir caídas de rocas a partir de datos LiDAR (Abellán et al., 2010) o los diferentes análisis de la deformación previa al desencadenamiento del mayor desprendimiento detectado hasta la fecha, realizado por Royán et al., (2015) donde se concluye que los desprendimientos se acumulan en las zonas de mayor deformación.

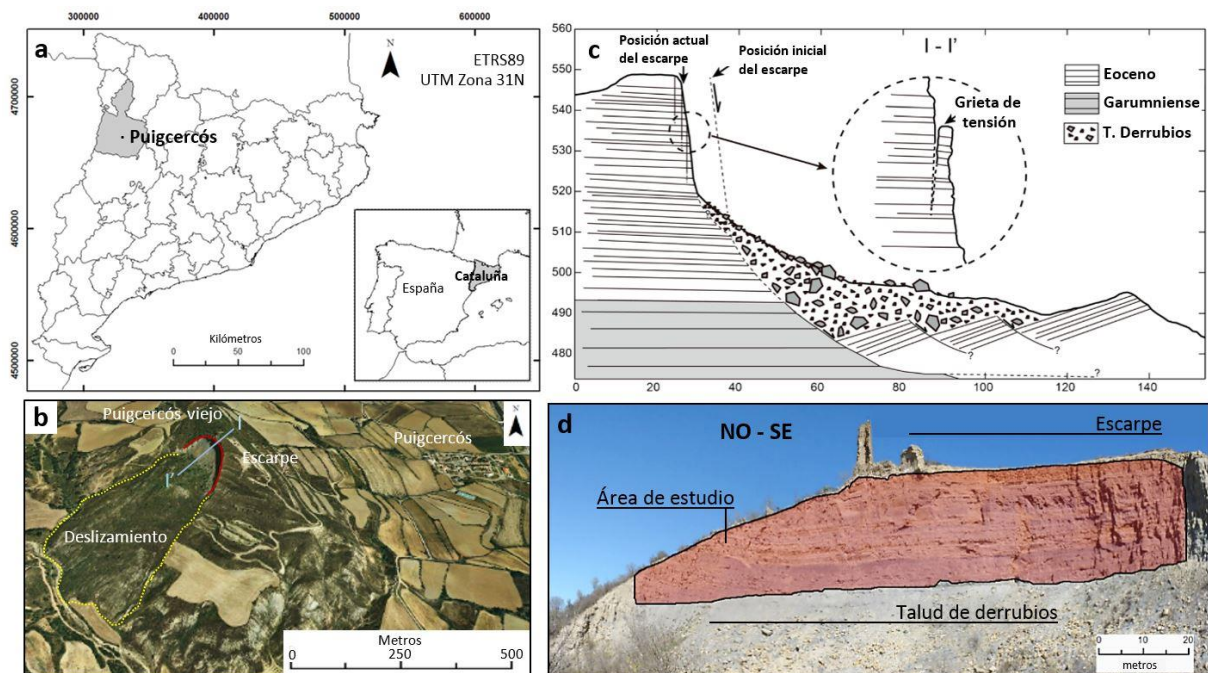


Figura 1. a) Localización de la zona de estudio. b) Ortofotografía 25cm (ICGC) en la que se delimita el deslizamientos de Puigcerçós (escarpe principal en rojo y cuerpo del deslizamiento en amarillo) y se indica la perfil I-I' mostrado en c. c) Perfil transversal esquemático I-I' de la zona de cabecera del deslizamiento. d) Imagen del escarpe estudiado.

3. METODOLOGÍA

3.1. Adquisición de datos

La metodología empleada en la detección de desprendimientos se muestra en la Figura 2a y se desarrolla en los siguientes apartados.

La adquisición de datos ha sido realizada mediante un TLS ILRIS-3D - Optech. Este aparato permite obtener una nube de puntos con la posición tridimensional (X, Y, Z) de cada punto con una precisión de 7 milímetros cuando se escanea a una distancia de 100 metros (según datos de fabricante). Además, también se almacena la intensidad, que corresponde a la energía con la que llega el rayo láser al aparato después de ser reflejado por el objeto escaneado.

Para cubrir el área se realizan 3 escaneos con una superposición del 35%. El espaciado entre puntos que conforman la nube de puntos varía entre 3 y 6 cm y la desviación estándar del error instrumental y metodológico para estas capturas de datos es de 1,68 cm (Abellán et al., 2010). Para este estudio se han realizado 28 capturas espaciadas en el tiempo (Fig. 2b), comprendidas des la captura inicial (29/09/2007) hasta la última captura (24/03/2015). La resolución temporal de las capturas de datos ha variado a lo largo de los años de estudio, siendo el espaciado máximo de 376 días y el mínimo de 25 días.

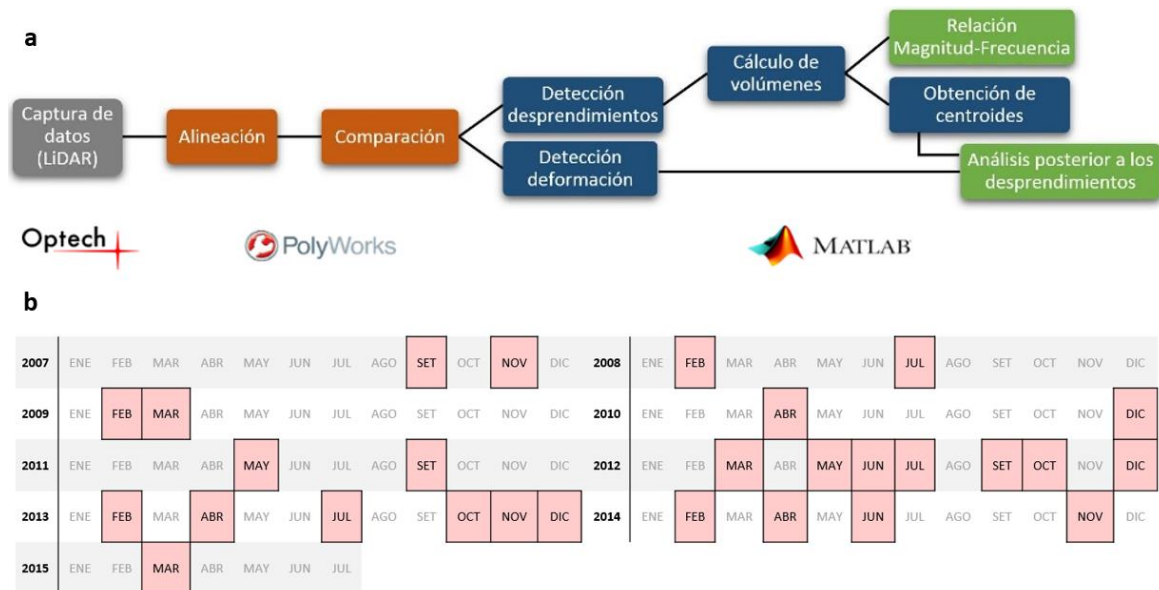


Figura 2. a) Metodología usada en el trabajo. En verde, resultados obtenidos. b) Meses en los que se ha realizado captura de datos en la zona de estudio.

3.2. Alineación y comparación de la nube de puntos

La detección de desprendimientos y deformaciones del talud se realiza a partir del análisis comparativo de las 28 nubes de puntos obtenidas. Este análisis requiere un alineado de las nubes de puntos que se realiza mediante el módulo IMInspect del programa Polyworks (InnovMetrics).

La alineación de las nubes de puntos se lleva a cabo en dos etapas. Primeramente, se realiza una alineación por asignación de puntos homólogos con el objetivo de obtener una primera aproximación de la matriz de transformación. Una vez realizada esta primera alineación, ésta se refina aplicando el algoritmo iterativo de puntos cercanos ICP (*Iterative Closest Point*) (Chen y Medioni, 1992). Este algoritmo permite otorgar a todos los puntos las coordenadas que hacen mínima la distancia entre las dos nubes de puntos.

Para optimizar la alineación se seleccionan áreas de interés eliminando de manera manual la vegetación y el talud de derrubios situado al pie del escarpe. Además, a lo largo del proceso iterativo de alineación también se ignoran todas las áreas que pueden estar sujetas a cambio, tanto por haberse detectado deformación como por haberse producido desprendimientos.

Una vez alineadas las nubes de puntos, con el mismo programa se calcula la distancia entre los puntos de dos escaneos diferentes, generando una nueva nube de puntos que tiene las coordenadas (X,Y,Z) del escaneo de referencia más un cuarto atributo que corresponde a las diferencias calculadas entre los escaneos comparados.

Dada la geometría del escarpe y la posibilidad de situar el LiDAR de forma que el rayo láser incide perpendicularmente a la pared, las comparaciones han sido realizadas a partir de las distancias en el eje Y (perpendicular al escarpe). Obteniendo como atributo la distancia entre puntos en el este eje ($dif(Y)$).

3.3. Detección de desprendimientos

El parámetro $dif(Y)$ se interpreta como un desprendimiento (pérdida de material) cuando el valor de $dif(Y)$ es positivo y como deformación cuando el valor de $dif(Y)$ es negativo. Dado que la comparación de escaneos determina estrictamente la ganancia o pérdida de material entre dos escaneos, hay que considerar que los desprendimientos detectados pueden referirse a desprendimientos reales o bien a otros mecanismos que generen pérdida de material. Del mismo modo, los valores negativos de $dif(Y)$ se corresponden con la existencia de deformación a lo largo del eje Y aunque también pueden referirse, por ejemplo, a la acumulación de material fino sobre estratos más resistentes.

Los datos obtenidos de la comparación se filtran eliminando los puntos donde la $dif(Y)$ no superara el umbral de $|0,03|$ m. Este valor de filtro tiene como objetivo eliminar la mayor cantidad de ruido posible y se obtiene a partir del cálculo de la desviación estándar de la distancia obtenida en la comparación de dos zonas sin movimiento (Royán, 2015).

Para obtener el conjunto de puntos que representan un desprendimiento (un clúster) se emplea la metodología descrita por Tonini y Abellán (2014) basada en los siguientes pasos: a) filtraje de ruido aplicando el algoritmo de búsqueda de clústeres DBSCAN (*Density-Based Algorithm for Discovering Clusters in Large Spatial Databases with Noise*) (Ester et al., 1996) con el objetivo de eliminar todos los puntos que no se consideran desprendimientos; b) filtraje manual donde se eliminan aquellas agrupaciones de puntos que a pesar de haber superado el proceso de filtrado del apartado (a) no son desprendimientos, típicamente errores de borde asociados a las fracturas subverticales; y c) individualización e identificación de cada desprendimiento a partir de la aplicación, nuevamente, del algoritmo DBSCAN.

A partir de los parámetros de entrada (a) “mínimo número de puntos vecinos para formar un clúster” y (b) “distancia máxima donde buscar los puntos vecinos” el algoritmo DBSCAN recorre toda la nube de datos buscando en cada punto si existen un mínimo número de puntos vecinos (parámetro a) que estén dentro de la distancia de búsqueda (parámetro b). En caso afirmativo, el resultado es un clúster formado por todos los puntos que cumplen (a) y (b). Para este estudio se utiliza como número mínimo de puntos para formar un clúster, 10 puntos y 0,10 metros para la distancia máxima de búsqueda.

3.3. Cálculo de volumen de los desprendimientos

El volumen de los desprendimientos detectados se calcula mediante el software MATLAB (MathWorks) a partir de los siguientes pasos: a) realización de una triangulación de todos los puntos que representan el desprendimiento (Fig. 3a); b) cálculo del área de cada uno

de los triángulos (Fig. 3b); c) multiplicación del área obtenida en (b) por la máxima dif(Y) de los tres puntos triangulados (Fig. 3d) y (d) suma de todos los volúmenes generados para obtener el volumen total del desprendimiento detectado.

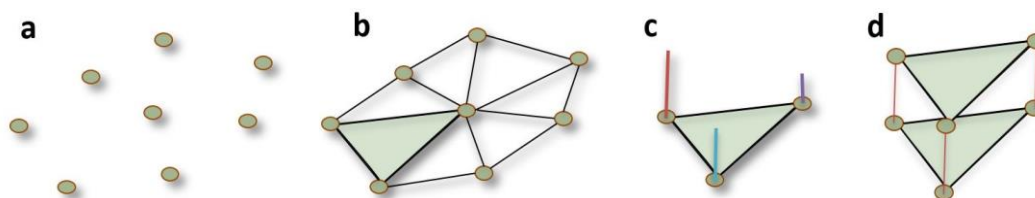


Figura 3. a) Nube de puntos. b) Triangulación y cálculo del área. c) Cálculo de la dif(y) de cada punto (vértices). d) Cálculo del volumen con la dif(y) mayor.

3.4. Obtención de centroides

Para realizar el análisis de la relación espacial de los desprendimientos, se obtiene el cálculo de los centroides de los desprendimientos detectados. El cálculo del centroide se realiza con el software MATLAB (MathWorks) obteniendo una nueva nube de puntos donde cada punto tiene como coordenadas (X,Y,Z) la media de las coordenadas (X,Y,Z) de todos los puntos que conforman un desprendimiento. Para no otorgar características espaciales a un único punto cuando el desprendimiento ha sido muy grande se descarta calcular el centroide de los desprendimientos que tienen un volumen superior a $0,1 \text{ m}^3$.

3.5 Análisis en relación a los grandes desprendimientos

Los desprendimientos de rocas de pequeña magnitud, junto con la deformación, pueden ser indicadores precursores de grandes desprendimientos (Rosser et al., 2007; Abellán et al., 2010). Por este motivo el estudio de los desprendimientos que se producen con anterioridad a un gran desprendimiento ha tomado importancia en los últimos años. A partir de la hipótesis que plantea que después de un gran desprendimiento la actividad en el área desprendida tendrá que pararse debido al alcance de un equilibrio, se pretende estudiar cuál es el comportamiento que tiene el escarpe una vez se produce un gran desprendimiento. El resultado de este análisis puede indicar si se ha parado la actividad o bien se están desencadenando los elementos precursores de un nuevo desprendimiento, indicando que la actividad sigue presente en el escarpe.

Los grandes desprendimientos estudiados corresponden a los dos eventos de mayor magnitud. Estos, han sido considerados desprendimientos excepcionales porque superan con diferencia el volumen habitual que se moviliza a lo largo de un año en toda la zona de estudio. De este modo se delimitan para el estudio las siguientes zonas: (a) Zona A: que corresponde al desprendimiento detectado en abril del 2010, con un área de $353,59 \text{ m}^2$ y un volumen de $397,13 \text{ m}^3$ (Fig. 4); (b) Zona B: que corresponde al desprendimiento detectado en diciembre de 2013, con un área de $774,04 \text{ m}^2$ y un volumen de $1095,3 \text{ m}^3$ (Fig. 4); y (c) Zona C: que es una zona de control delimitada para poder validar los resultados, con un área de 86 m^2 y en la cual no se ha detectado ningún desprendimiento relevante a largo del estudio (Fig. 4).

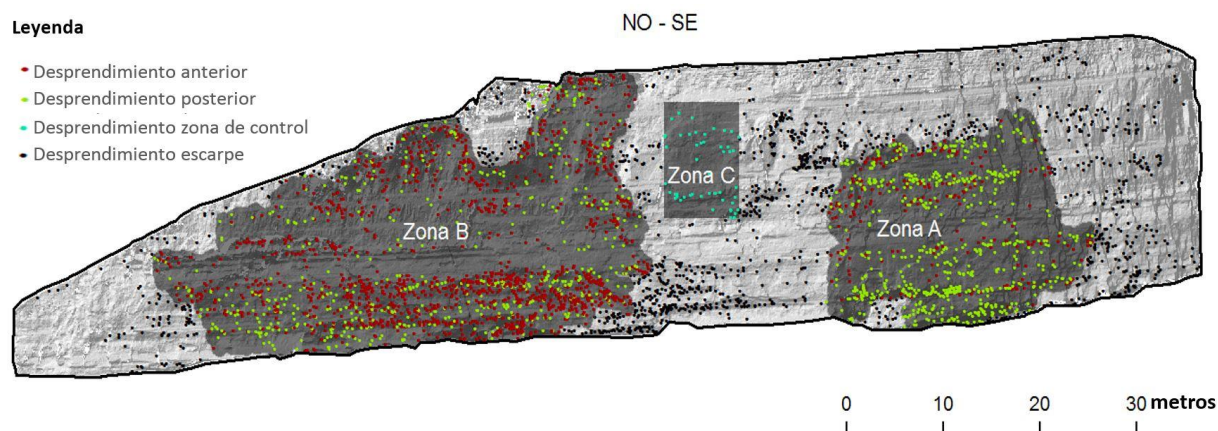


Figura 4. Zonas de estudio A, B y C. En rojo desprendimientos anteriores al gran desprendimiento y en verde desprendimientos posteriores (zona A y la Zona B)

4. RESULTADOS

4.1. Desprendimientos detectados

A lo largo del periodo de estudio (2733 días) se han detectados 4072 desprendimientos. De estos desprendimientos, toman especial relevancia por su magnitud, el desprendimiento identificado en el escaneo del día 10 de abril del 2010 con $397,13 \text{ m}^3$ y el detectado el 22 de diciembre de 2013 con $1095,3 \text{ m}^3$, siendo éste el desprendimiento de mayor magnitud detectado hasta la fecha. La suma total de las áreas de estos dos desprendimientos equivale a $1270,16 \text{ m}^2$ que representan un 42,82% de la zona de estudio. Estos datos ponen en relevancia la actividad que se desarrolla en el escarpe debido a que casi la mitad de la zona de estudio se ha desprendido en sólo dos episodios. El volumen del resto de desprendimientos analizados varía desde el volumen mínimo detectado de $0,00026 \text{ m}^3$ (que equivale al volumen de una pelota de tenis) hasta los $90,54 \text{ m}^3$ que corresponde al tercer desprendimiento más grande identificado en el periodo de estudio.

Como se observa en la Figura 5a, la magnitud de los desprendimientos detectados no tiene una distribución homogénea. El 93%, de los desprendimientos tiene un volumen comprendido entre el mínimo, $0,00026 \text{ m}^3$ y $0,1 \text{ m}^3$. De este 93%, un 72,4% corresponde a desprendimientos inferiores a $0,01 \text{ m}^3$.

4.2. Relación Magnitud-Frecuencia

A partir de los datos anteriores, se calcula la relación magnitud-frecuencia acumulada. Se considera la magnitud como el volumen en m^3 de los desprendimientos, mientras que la frecuencia corresponde al número acumulado de veces que se produce un acontecimiento de un volumen determinado (Fig. 5b).

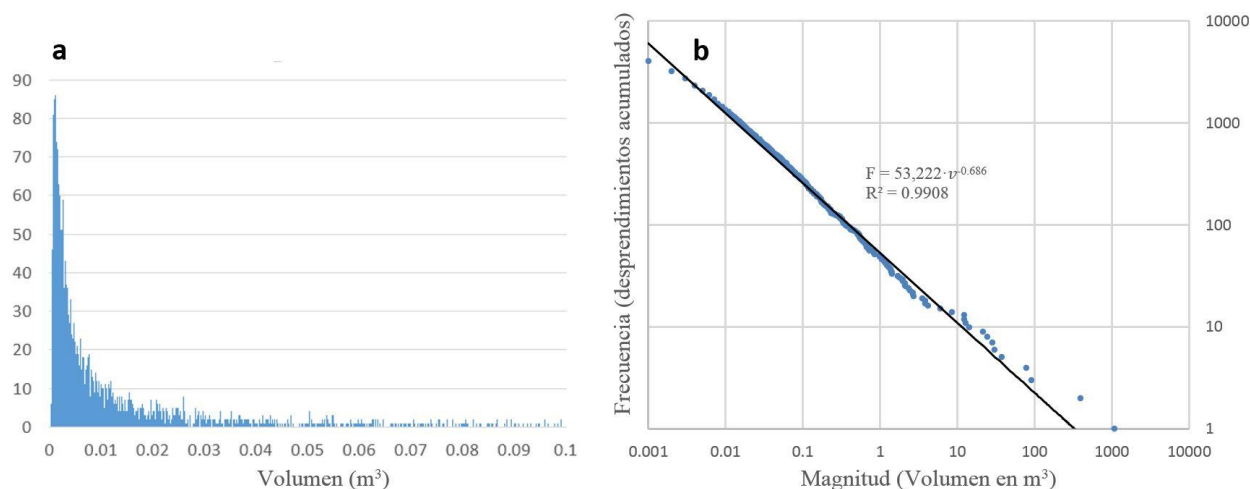


Figura 5. a) Histograma de los desprendimientos (volumen acotado entre 0 m³ y 0,1 m³). b) Relación magnitud-frecuencia acumulada.

La ecuación potencial que mejor ajusta los datos obtenidos es la que corresponde a la siguiente expresión (ecuación 1)

$$F = 53,222v^{-0,686} \quad (1)$$

En la Figura 5b se observa una mayor dispersión de los puntos a medida que la magnitud aumenta. Este hecho es debido a la poca cantidad de desprendimientos de grandes dimensiones que se han producido durante el periodo de estudio.

4.3. Análisis en relación a los grandes desprendimientos

A partir del análisis temporal en el que se producen cada uno de los desprendimientos se observa que en la Zona B predominan los desprendimientos producidos con anterioridad al gran desprendimiento mientras que en la Zona A predominan los desprendimientos posteriores al gran desprendimiento (Fig. 4). El estudio del número de desprendimientos acumulados en relación a la fecha de los grandes eventos permite observar que en la Zona A y en la Zona B se produce un aumento continuo de los desprendimientos mientras que en la zona de control no se observa ningún aumento a lo largo del periodo de estudio (Fig. 6).

A partir del estudio de las ecuaciones de ajuste se determina que en la Zona A, el gran desprendimiento no genera ninguna variación respecto a la actividad ya que la pendiente de las rectas de ajuste no varía substancialmente. Por el contrario, en la Zona B a partir del gran desprendimiento se observa que la línea de ajuste incrementa el pendiente en un 92%, hecho que indica que la actividad de desprendimientos incrementa a partir del gran desprendimiento (Fig. 6). También se realiza el mismo estudio a partir de los volúmenes (Fig. 7). Los resultados indican, igual que en el apartado anterior, que en las Zonas A y B sigue aumentando el volumen de material desprendido, mientras que la Zona C se mantiene estacionario. Además, se observa que la acumulación de volumen no se produce de manera lineal, sino que se acumula a periodos debido a desprendimientos mediana magnitud.

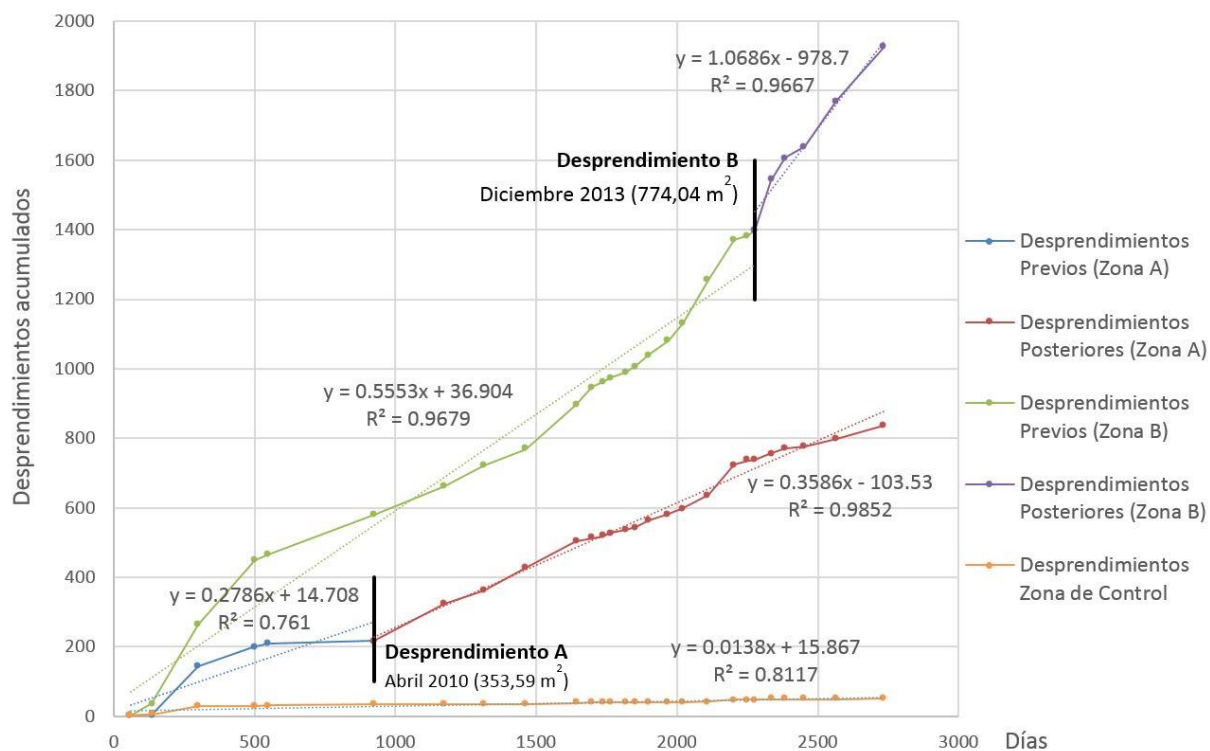


Figura 6. Representación de los desprendimientos en relación a los dos desprendimientos de mayor magnitud.

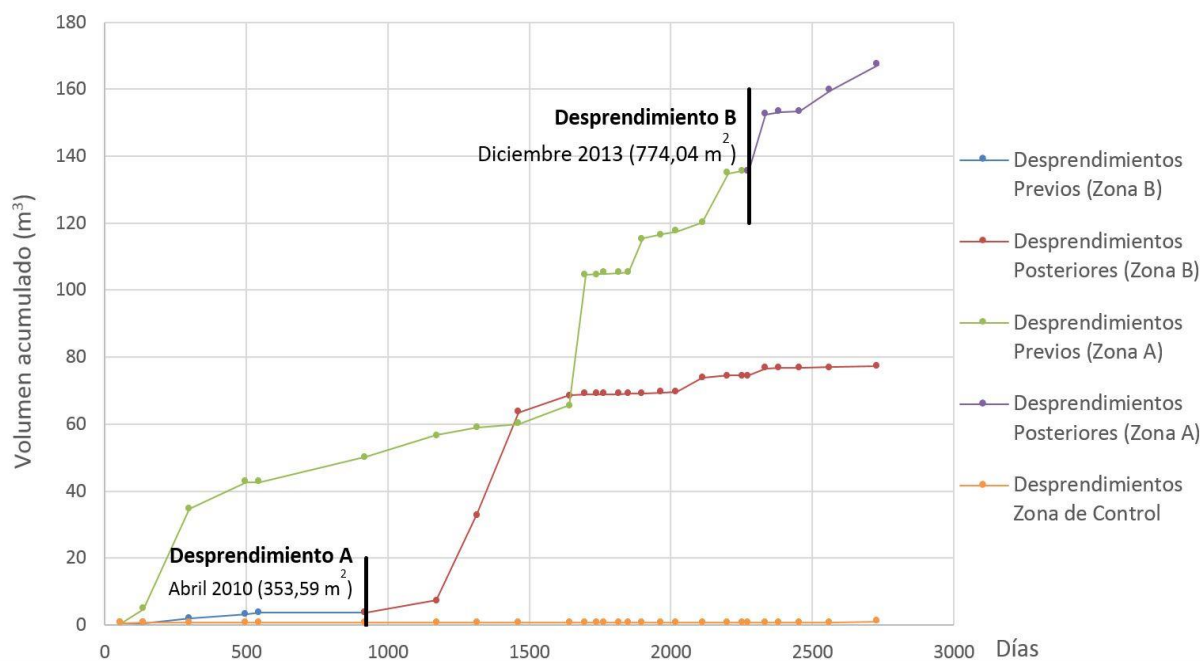


Figura 7. Representación del volumen desprendido en relación a los dos desprendimientos de mayor magnitud.

La figura 8 (zona A) y la figura 9 (zona B) muestran las deformaciones detectadas en cada zona antes de los respectivos desprendimientos de gran magnitud, así como después de estos.

Dado que el episodio de la zona B se ha producido únicamente 457 días antes de finalizar el estudio, la deformación detectada es incipiente. En cambio, en la Zona A, donde el desprendimiento se desencadenó más de 1500 días antes de finalizar el estudio, se observa más deformación. En la zona A, posteriormente al gran desprendimiento se detectan dos desprendimientos de mediana magnitud. Un desprendimiento fue detectado el mayo de 2011 con un volumen de 21,51 m³ y el otro fue detectado el septiembre del mismo año con 27,75 m³. La Figura 8 muestra las deformaciones detectadas antes y después de cada uno de estos eventos.

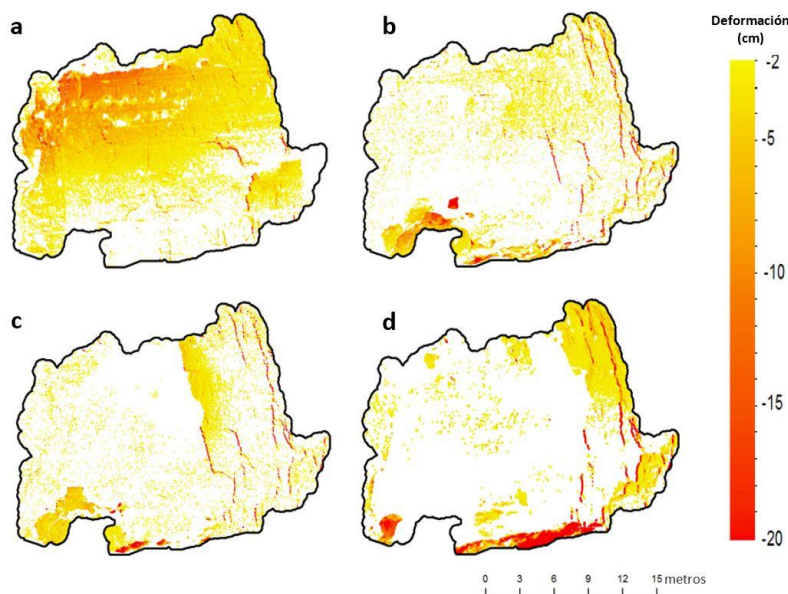


Figura 8. a) Deformación acumulada previa al desprendimiento. b) Deformación acumulada entre abril y diciembre de 2010. c) Deformación acumulada entre diciembre de 2010 y mayo d1 2011. d) Deformación acumulada entre mayo de 2011 y marzo de 2015.

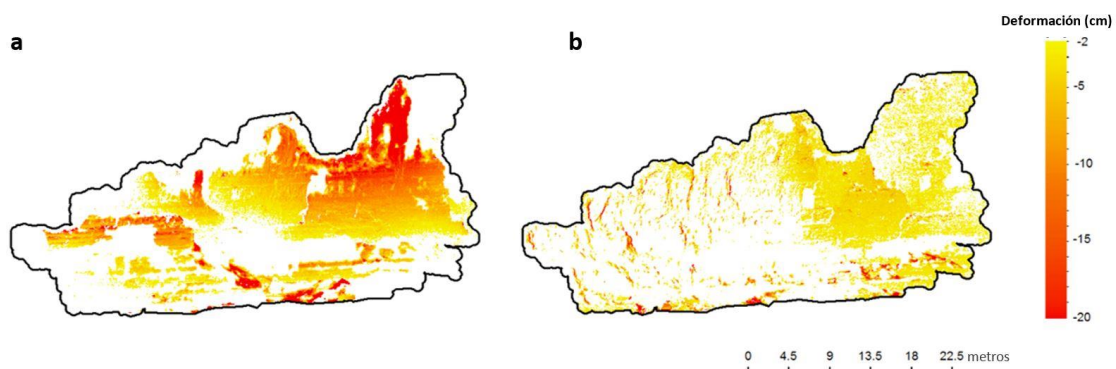


Figura 9. a) Deformación acumulada previa al desprendimiento. b) Deformación acumulada posterior al desprendimiento.

5. DISCUSSION Y CONCLUSIONES

Los resultados ponen en relevancia la actividad permanente que se produce en el escarpe de Puigcercós; 4072 desprendimientos a lo largo de los 2733 días de estudio remarcen este hecho. Además, esta actividad genera un amplio rango de magnitudes puesto que los desprendimientos detectados varían desde los $0,00026 \text{ m}^3$ a los $1095,3 \text{ m}^3$.

Los datos obtenidos en el estudio de la curva magnitud-frecuencia acumulada permiten determinar que la magnitud de la actividad desencadenada en el escarpe de Puigcercós es inversamente proporcional al número de desprendimientos producidos. Por este motivo los más de 2700 días de observación del escarpe permiten detectar aquellos desprendimientos menos frecuentes de mayor magnitud, estos datos que quedarían sesgados con un período de monitoreo más corto permiten caracterizar correctamente la actividad que se produce en el escarpe de Puigcercós.

Debido a la poca ocurrencia de los desprendimientos de mayor magnitud la curva de ajuste generada presenta una mayor dispersión en las magnitudes más grandes aun así, los resultados de la curva de ajuste abordan desprendimientos con 6 órdenes de magnitud. Esta amplitud en los valores de magnitudes denota la capacidad de la metodología empleada para detectar una gran cantidad de desprendimientos de volúmenes diferentes.

A partir de los parámetros de ajuste de la relación magnitud-frecuencia se puede comparar la actividad del escarpe con otros escarpes estudiados. De los inventarios realizados por Brunetti et al., (2009) y Van Den Eeckhaut et al., (2007) se observa que los parámetros obtenidos en la curva potencial de ajuste se asemejan a los escarpes activos de dimensiones similares.

En las áreas donde se han producido desprendimientos de gran magnitud (superiores a los 100 m^3) se observa que la actividad no ha cesado puesto que tanto el número de desprendimientos como la deformación han ido aumentando, de manera regular, con el paso del tiempo. Se interpreta que estas zonas siguen siendo inestables y por lo tanto siguen estando afectadas por el desprendimiento progresivo de material. Así pues, no se puede decir que el escarpe entra en una fase de equilibrio tensional después de un gran desprendimiento, sino que se continúan generando nuevas deformaciones y nuevas zonas de inestabilidad poniendo en relevancia la falta de estabilidad general del escarpe.

Consideración especial, además, para la Zona B donde el pendiente de la línea de ajuste de los desprendimientos aumenta en un 92%. Esto indica que la actividad aumenta justo después de producirse el gran desprendimiento alejando la hipótesis de alcanzar un equilibrio de tensiones que implique el cese de la actividad en el escarpe.

Este hecho nos permite seguir investigando la acumulación de desprendimientos en zonas muy localizadas que presenten deformación previa con la finalidad de definir mejor los elementos precursores de grandes desprendimientos así como mejorar la caracterización general del escarpe.

6. BIBLIOGRAFÍA

- Abellán, A., Calvet, J., Vilaplana, J.M., Blanchard, J., 2010, Detection and spatial prediction of rockfalls by means of terrestrial laser scanner monitoring, *Geomorphology*, no. 119, pp. 162-171.
- Abellán, A., Oppikofer, T., Jaboyedoff, M., Rosser, N.J., Lim, M. y Lato, M.J., 2014, Terrestrial Laser scanning of rock slope instabilities, *Earth Surface Processes and Landforms*, no. 39, pp. 80-97.
- Abellán, A., Derron, M-H., Jaboyedoff, M., 2016, Use of 3D Point Clouds in Geohazards Special Issue: Current Challenges and Future Trends. *Remote Sens.*, 8, 130, doi:10.3390/rs8020130
- Blanchard, J., Calvet, J., Abellán, A., García, D., Khazaradze, G., Vilaplana, J., 2008, Estudio del escarpe del deslizamiento de Puigcercós mediante láser escáner terrestre. Conca de Tremp, Catalunya., *Geotemas*, vol. 10, pp. 1389-1392.
- Brunetti, M.T., Guzzetti, F. y Rossi, M., 2009, Probability distributions of landslide volumes, *Nonlinear Processes in Geophysics*, vol. 16, pp. 179-188.
- Chen, Y. y Medioni, G., 1992, Object modelling by registration of multiple range images., *Images Vis Comput*, vol. 10, pp. 145-155.
- Cuevas, J.L., 1992, Estratigrafía de la Conca de Tremp. Prepirineo de Lérida, *Acta Geológica Hispánica*, no. v.27, pp. 95-108.
- Derron, M. y Jabodeyoff, M., 2010, Preface to the special issue. In: LIDAR and DEM techniques for landslides monitoring and characterization., *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 10, pp. 1877-1879.
- Dunham, L., Wartman, J., Olsen, M., O'Banion, M., Cunningham, K., 2017, Rockfall Activity Index (RAI): A lidar-derived, morphology-based method for hazard assessment., *Engineering Geology*, 221, 184-192.
- Ester, M., Kriegel, H.-P., Sander, J., Xu, X., 1996, A Density-Based Algorithm for Discovering Clusters in Large Spatial Databases with Noise, *Proceedings of 2nd International Conference on Knowledge Discovery and Data Mining*, 226-231.
- Hungr, O., Leroueil, S. and Picarelli, L., 2014, The Varnes classification of landslide types, an update., *Landslides*, vol. 11, pp. 167-194.
- Kromer, R. J Lato, M., Hutchinson, D J., Gauthier D., Edwards, T., 2017, Managing Rockfall Risk through Baseline Monitoring of Precursors with a Terrestrial Laser Scanner. *Can. Geotech. J.*
- Oppikofer, T., Jaboyedoff, M., Blikra, L., Derron, M.-H., Metzger, R., 2009, Characterization and monitoring of the Aknes rockslide using terrestrial laser scanning, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, no. 9, pp. 1003-1019.
- Rosser, N., Lim, M., Petley, D., Dunning, S., Allison, R., 2007, Patterns of precursory rockfall prior to failure, *J. Geophys. Res.*, 112(F04014),.
- Royán, M.J., Abellán, A., Jaboyedoff, M., Vilaplana, J.M., Calvet., J. 2014 Spatio-temporal analysis of rockfall prefailure deformation using Terrestrial LiDAR, *Landslides*, vol.11, no.4, pp. 697-709.
- Royán, M.J., Abellán, A., Vilaplana, J.M., 2015 Progressive failure leading to the 3 December 2013 rockfall at Puigcercós scarp. (Catalonia, Spain), *Landslides*, pp. 585-595.
- Royán, M.J.; Abellán, A.; Vilaplana, J.M.; Blanch, X., (Submitted). Early detection of rock slope failures using precursory rockfalls along cracks. *Engineering Geology*.
- Tonini, M. y Abellán, A., 2014 Rockfall detection from terrestrial LiDAR point clouds: A clustering approach using R, *Journal of Spatial Information Science*, no. 8, pp. 95-110.
- Van Den Eeckhaut, M., Poesen, J., Govers, G., Verstraeten, G., Demoulin, A., 2007 Characteristics of the size distribution of recent and historical landslides in a populated hilly region, *Earth and Planetary Science Letters*, vol. 256, pp. 588-603.
- Vidal, L.M., 1881, Nota acerca de los hundimientos ocurridos en la Cuenca de Tremp (Lérida) en enero de 1881. *Boletín de la Comisión del Mapa Geológico de España*, no. VIII, pp. 113-129.

ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN DE LADERAS INESTABLES MEDIANTE TÉCNICAS DE UAV Y FOTOGRAMETRÍA EN EL SECTOR DE LA GUARDIA (JAÉN)

Tomás FERNÁNDEZ DEL CASTILLO^{1,2}, José L. PÉREZ GARCÍA^{1,2}, Antonio MOZAS CALVACHE¹, Javier CARDENAL ESCARCENA^{1,2}, José M. GÓMEZ LÓPEZ^{1,2}, Carlos COLOMO JIMÉNEZ¹, Jorge DELGADO GARCÍA¹

¹ Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría.
Escuela Politécnica Superior de Jaén
Universidad de Jaén.

² Centro de Estudios Avanzados en Ciencias de la Tierra
Universidad de Jaén

RESUMEN

En este trabajo, se han aplicado técnicas de captura de datos mediante UAV, combinadas con fotogrametría de muy alta resolución, para estudiar la evolución de flujos de tierras en el sector de La Guardia (Jaén). Los vuelos UAV se han orientado mediante triangulación aérea, utilizando un número reducido de puntos de apoyo medidos con GNSS o transferidos de unos vuelos a otros. A partir de ahí se han obtenido modelos digitales de superficie (MDS) y ortofotografías con los que se abordan distintos tipos de aproximaciones para medir los desplazamientos verticales y horizontales del terreno, como el cálculo de modelos diferenciales, la medida de puntos significativos, la determinación y medida del centroide de elementos de referencia (olivos) y la medida de desplazamientos en líneas. Se han calculado desplazamientos verticales de orden centimétrico a métrico y horizontales de hasta varios metros, que se han comparado con la distribución temporal de las precipitaciones.

1. INTRODUCCIÓN

Las técnicas de teledetección y SIG son herramientas básicas para los análisis de movimientos de ladera (Chacón et al., 2006, Guzzetti et al., 2012) ya que ofrecen la posibilidad de estudiar

y cartografiar de forma eficaz y objetiva áreas de diferente extensión con la resolución y precisión adecuadas, así como la capacidad de desarrollar enfoques en 3D y multi-temporales. En el caso de los estudios de alta resolución, con deslizamientos de una evolución diacrónica en el que se producen procesos de reactivación a lo largo del tiempo, la fotogrametría aérea resulta muy adecuada, y por lo tanto su uso es cada vez más generalizado (Walstra et al., 2004; Prokesova et al., 2010), a veces combinada con técnicas LiDAR (DeWitte et al., 2008; Fernández et al., 2012) o GNSS (Bruckl et al., 2006).

En estudios de muy alta resolución, la última década ha visto una creciente utilización de vehículos o sistemas aéreos no tripulados (UAV/UAS) o más concretamente de sistemas pilotados remotamente (RPAS) en aplicaciones medioambientales. El uso extendido de los UAV ha sido estimulado por la caída de los precios, la miniaturización y mejora del rendimiento, los desarrollos en los GNSS, sistemas inerciales y el guiado automático, así como por el uso de nuevos algoritmos en la visión por computador. De esta manera, una nueva generación de instrumentos de bajo coste y el software fotogramétrico de fácil uso basado en técnicas de matching denso y Structure from Motion (SfM) ha contribuido decisivamente al aumento de las aplicaciones UAV en ciencias de la Tierra y medio ambiente.

En la investigación de los deslizamientos de tierra se han utilizado diferentes tipos de UAV y metodologías de trabajo, desde equipos más pesados, por lo general aviones de ala fija empleados en estudios de alta resolución, hasta equipos más ligeros, generalmente de tipo multicópteros, en los trabajos de muy alta resolución. Los enfoques más frecuentes se basan en la generación de Modelos Digitales de Superficie o del Terreno (MDS/MDT) y ortofotografías, que parten de la realización de vuelos rápidos y baratos. Estos vuelos son orientados mediante triangulación aérea, basándose en la medida de puntos de control (GCPs) con GNSS (Niethammer et al., 2012; Turner et al., 2015; Fernández et al., 2015; 2016) o registradas a partir de modelos fotogramétricos o LiDAR previos (Fernández et al., 2015; 2016). A partir de los MDS/MDT se obtienen los modelos diferenciales para estimar los desplazamientos verticales de la superficie del terreno (Niethammer et al., 2012; Turner et al., 2015; Fernández et al., 2015; 2016). Por su parte, las ortofotografías, conjuntamente con los modelos permiten el cálculo de los desplazamientos entre puntos significativos con gran precisión, dada su alta resolución.

En este trabajo se han empleado técnicas de fotogrametría de muy alta resolución, a partir de imágenes capturadas desde UAV. Una vez orientados las imágenes se realizan los MDS y las ortofotografías, que permiten monitorizar los movimientos en dos laderas en las que se han producido procesos de inestabilidad durante el tiempo en que se realizó el estudio (2012-2016). Se han empleado técnicas convencionales como el cálculo de modelos diferenciales y la medida de desplazamientos en puntos significativos (Fernández et al., 2015, 2016), pero además, se han ensayado metodologías basadas en la determinación y medida de centroides de elementos de referencia como los olivos, así como en la medida de desplazamientos en líneas como los bordes de las carreteras y caminos (Fernández et al., 2016).

2. ZONAS DE ESTUDIO

Las zonas de estudio se localizan en la vertiente sur del río Guadalbullón en las proximidades de La Guardia de Jaén (Figura 1), sobre terrenos agrícolas existentes entre dicha población y la ciudad de Jaén. Dicha vertiente, sobre la que se localiza la autovía A-44, presenta un gran número de evidencias de movimientos de ladera. La mayor parte de los mismos corresponden a flujos de tierra (Varnes, 1978; Hungr et al., 2014), como los estudiados, aunque también aparecen deslizamientos. Todos ellos se encuentran situados sobre las denominadas Unidades del Guadalquivir, un conjunto de materiales de estructura compleja y naturaleza discutida, en los que predominan según los sectores (Figura 1): evaporitas y lutitas del Triásico; margas y arcillas del Cretácico-Paleógeno de afinidad subbética; sedimentos margosos-arcillosos del Mioceno Inferior de la cuenca del Guadalquivir; y todo ello coronado por arenas y conglomerados del Plioceno y rellenos cuaternarios.

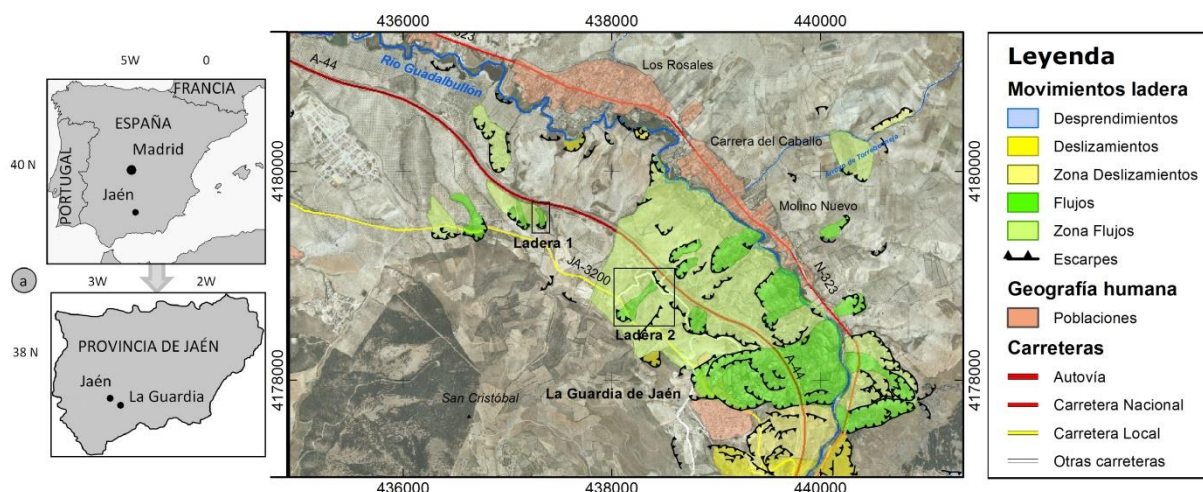


Figura 1. Localización de las zonas de trabajo.

Se han estudiado dos casos concretos de flujos de tierra en dos laderas: la primera una zona de pastizal y matorral bajo el polígono industrial de la citada localidad (Fernández et al., 2015); y la segunda, un olivar cercano a la misma (Fernández et al., 2016) (Figura 2). Mientras el primer caso no afecta a ningún elemento de valor, el segundo – además de causar daños en el olivar – ha afectado seriamente a la carretera A-3200 que une La Guardia con Jaén, que tuvo que ser reparada, así como al acceso a esta localidad desde la autovía A-44 y al desvío que se construyó en la interrupción de la A-3200. En esta zona afloran fundamentalmente los materiales margosos y arcillosos de las Unidades del Guadalquivir, cabalgadas por las Unidades Intermedias Béticas, representadas aquí por potentes series de calizas tableadas del Jurásico Medio. Éstas forman un relieve prominente, jalonado por pequeños abanicos aluviales, potentes pies de ladera y travertinos, asociados a surgencias al pie de las calizas jurásicas.

3. MATERIAL Y METODOLOGÍA

La metodología seguida se centra en el empleo de técnicas fotogramétricas, y en general geomáticas, a partir de imágenes obtenidas mediante Sistemas Aéreos no Tripulados o Pilotados Remotamente (UAS/RPAS). Los datos disponibles proceden de diversos vuelos fotogramétricos realizados en las dos laderas de interés, para lo que se han empleado dos UAVs ligeros (Figura 2), de tipo helicóptero: el primero es el modelo Falcon 8 de ASCTEC, provisto de 8 rotores junto a un sistema GNSS/INS y una cámara Sony NEX 5N; el segundo es el Drone FV-8 de ATyges, formado por una estructura de fibra de carbono de ocho rotores, y equipado con una cámara compacta Canon Powershot G12. Además se cuenta con un vuelo de 2010, combinado de cámara digital (Z/I DMC) y sensor LiDAR (Leica ALS50-II), con sistema inercial GPS/IMU para la orientación directa del vuelo. Las características de los vuelos UAV realizados se muestran en la Tabla 1.



Figura 2. UAVs empleados: a: Falcon 8 de ASCTEC; b: Drone FV-8 de ATyges.

Zona del polígono industrial						
Fecha	Plataforma	Cámara	Bandas	Pasadas	Fotog.	GSD (m)
Nov-2012	Falcon 8 Asctec	Sony Nex 5N	RGB	3	15	0,030
Mar-2013	Falcon 8 Asctec	Sony Nex 5N	RGB	3	15	0,030
Nov-2013	Falcon 8 Asctec	Sony Nex 5N	RGB	3	15	0,030
Mar-2014	Falcon 8 Asctec	Sony Nex 5N	RGB	3	15	0,030
Zona del olivar						
Fecha	Plataforma	Cámara	Bandas	Pasadas	Fotog.	GSD
Nov-2012	Falcon 8 Asctec	Sony Nex 5N	RGB	6	72	0,029 m
Abr-2013	Falcon 8 Asctec	Sony Nex 5N	RGB	6	72	0,030 m
Jul-2014	Falcon 8 Asctec	Sony Nex 5N	RGB	6	72	0,034 m
Jul-2015	FV-8 ATyges	Canon G12	RGB	6	364	0,037 m
Feb-2016	Falcon 8 Asctec	Sony Nex 5N	RGB	6	72	0,044 m

Tabla 1. Propiedades de los vuelos UAV.

La metodología consta de varias fases ya descritas en Fernández et al. (2015, 2016):

1. Planificación y ejecución de los vuelos UAV.
2. Georreferenciación y orientación de los vuelos.
3. Obtención de los MDS y las ortofotografías.
4. Estimación de los desplazamientos del terreno entre campañas.

3.1. Planificación y ejecución de los vuelos UAV

La primera operación es el planeamiento y la ejecución de los vuelos UAV en las dos zonas consideradas. Se han analizado en total 4 vuelos en la primera ladera y 5 vuelos en la segunda. El planeamiento se lleva a cabo mediante el software que acompañan a los equipos: AscTec Navigator para el Falcón 8 y el software libre MikroKopter-Tool para el ATyges FV-8. En la Tabla 1 se muestran datos acerca de dichos vuelos. Las alturas de vuelo se encuentran entre 100 y 120 m por encima del terreno, lo que garantiza un tamaño de pixel (GSD) inferior a 5 cm. Junto a los vuelos se realizaron campañas de campo para el levantamiento de puntos de apoyo (GCPs) y puntos de chequeo, medidos mediante métodos de GNSS diferencial con sistemas LeicaSystem 1200 y Leica Viva.

3.2. Georreferenciación y orientación de los vuelos

Una vez realizadas las campañas de campo, las imágenes fueron procesadas y orientadas mediante técnicas de correlación (matching) densa y Structure from Motion (SfM), con medida automática de miles de puntos de paso. Además, la introducción de los puntos de apoyo (GCPs) permitió el ajuste global y la georreferenciación de los bloques. El procesamiento de los datos se realizó con el software PhotoScan. Los vuelos UAV de la ladera junto al polígono industrial fueron orientados de forma independiente. Sin embargo, para orientar el vuelo fotogramétrico de 2010, que se utilizó como punto de partida para el estudio en la primera ladera y algunos de los vuelos UAV de la ladera en el olivar, se transfirieron puntos entre las diferentes campañas (GCPs de segundo orden).

3.3. Obtención de los MDS y las ortofotografías

A partir de los vuelos orientados se han obtenido los MDS, mediante una densificación de la nube de puntos inicial, así como las ortofotografías, empleando las herramientas correspondientes de PhotoScan. La resolución de los modelos fue de 0,10 m y las de las ortofotografías de 0,05 m, ambas muy ajustadas teniendo en cuenta el GSD de las fotografías (0,03-0,04 m), lo que ha sido posible gracias a las modernas técnicas de SfM.

En este estudio – a diferencia de trabajos anteriores (Fernández et al., 2012) – se ha trabajado con los MDS, en lugar que los MDT, ya que la zona presentaba una alta densidad de vegetación en algunos sectores, con hierba, matorral y arbustos que habían crecido mucho en esos años. Bajo esas circunstancias, las herramientas de edición y clasificación solo eliminaban parcialmente los olivos, mientras que la edición manual tampoco aseguraba buenos resultados y suponía un consumo de tiempo excesivo.

3.4. Estimación de los desplazamientos del terreno entre campañas

Los desplazamientos se han estimado en este trabajo mediante distintas aproximaciones. En primer lugar, los MDS obtenidos para cada uno de los vuelos en ambas zonas han sido comparados para obtener los modelos diferenciales (Figura 3). A partir de ellos se pueden hacer estimaciones locales de los desplazamientos verticales de la superficie del terreno.

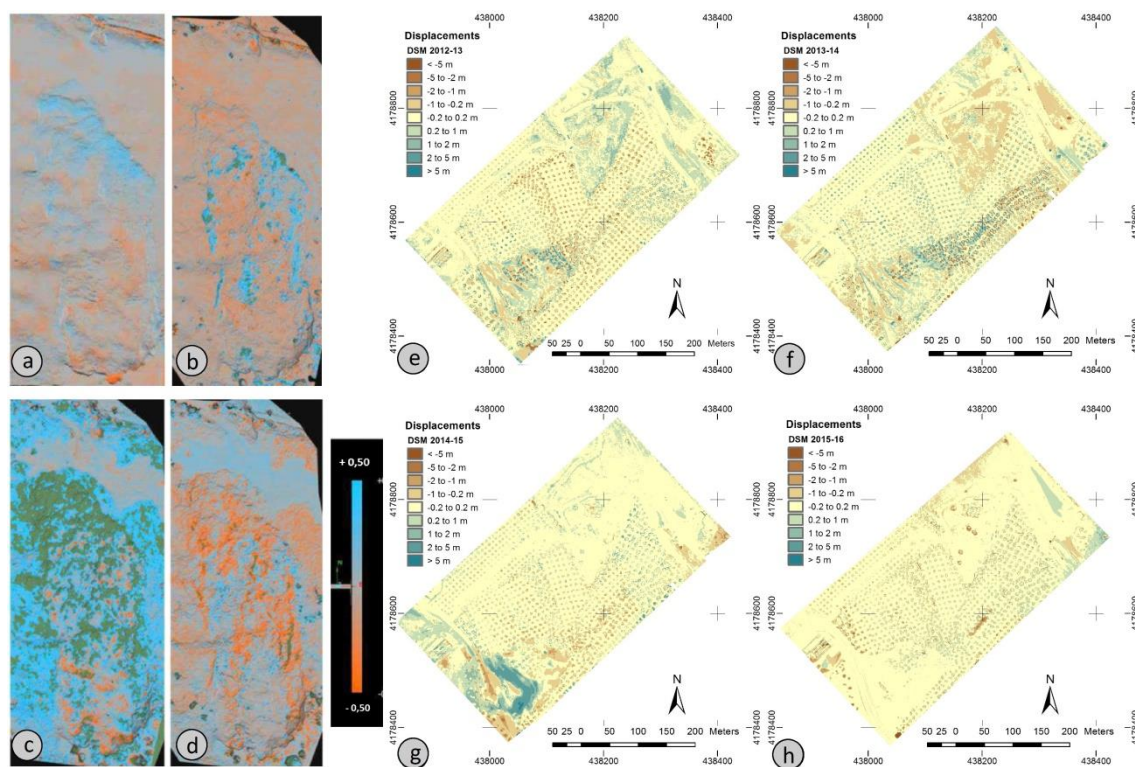


Figura 3. Modelos diferenciales. Zona del polígono industrial: a: may10-nov12; b: nov12-mar13; c: mar13-nov13; d: nov13-mar14; e: Zona del olivar: e: 2012-2013; f: 2013-2014; g: 2014-2015; h: 2015-2016.

En segundo lugar, sobre los MDS y las ortofotografías se han extraído manualmente puntos significativos del terreno, así como sus coordenadas XYZ. En la zona bajo el polígono se han medido 166 puntos, tanto en la zona inestable (92) como algunos fuera de los límites de ésta (74). En la zona del olivar se han medido 280 puntos de chequeo, de los que 151 han sido localizados en zonas estables, 93 sobre zonas inestables y 36 sobre zonas con vegetación que se han sido excluidos. Los 151 puntos situados han servido para chequear el ajuste entre modelos, mientras que los situados en zonas inestables han permitido el cálculo de los desplazamientos verticales y horizontales (Figura 4 y Tabla 2).

En tercer lugar, se han obtenido los centroides de los olivos de la zona del olivar mediante un procedimiento SIG semiautomático que comienza clasificando las nubes de puntos obtenidas con PhotoScan. La clasificación se realiza mediante el software LAStools, estableciendo

como umbral 0,3 m, de tal forma que todos los puntos con una cota inferior a éste se clasifican como terreno y el resto como olivos. El resultado se exporta en ArcGIS como imagen y se convierte a polígonos, a partir de los cuales se determinan los centroides de 1100 olivos. Calculando las coordenadas de los centroides de cada olivo en las distintas campañas se pueden estimar los desplazamientos horizontales en la zona estudiada (Figura 5).

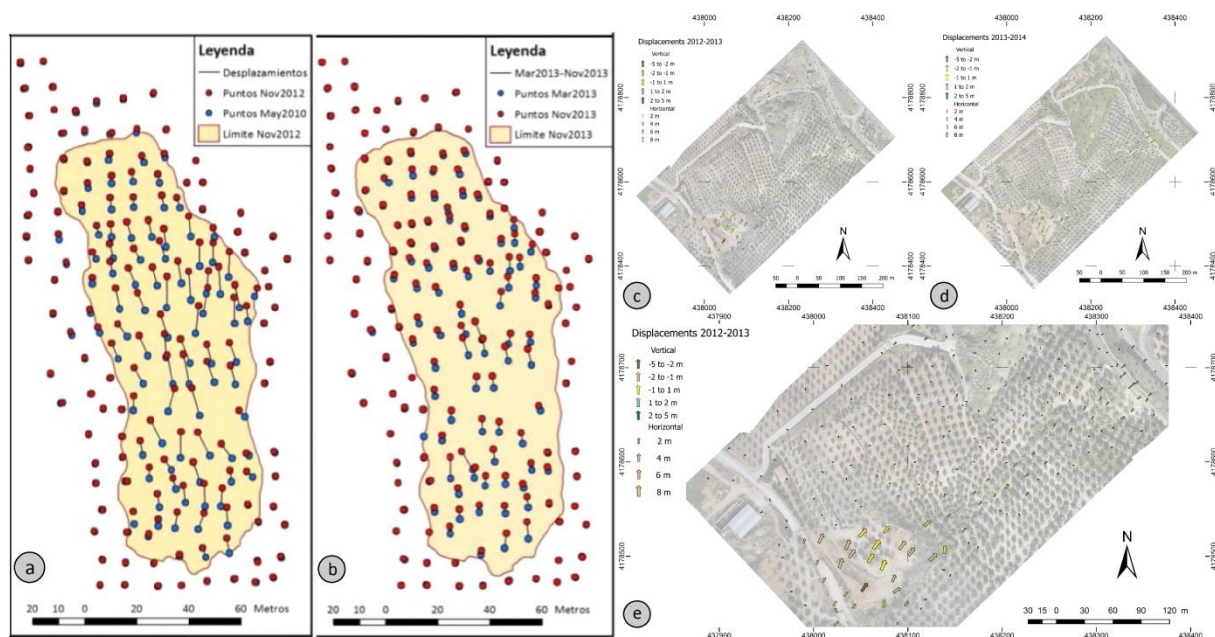


Figura 4. Desplazamientos entre puntos de chequeo. Zona del polígono industrial: a: may10-nov12; b: mar13-nov13. Zona del olivar: c: 2012-2013; d: 2013-2014; e: Ampliación de d.

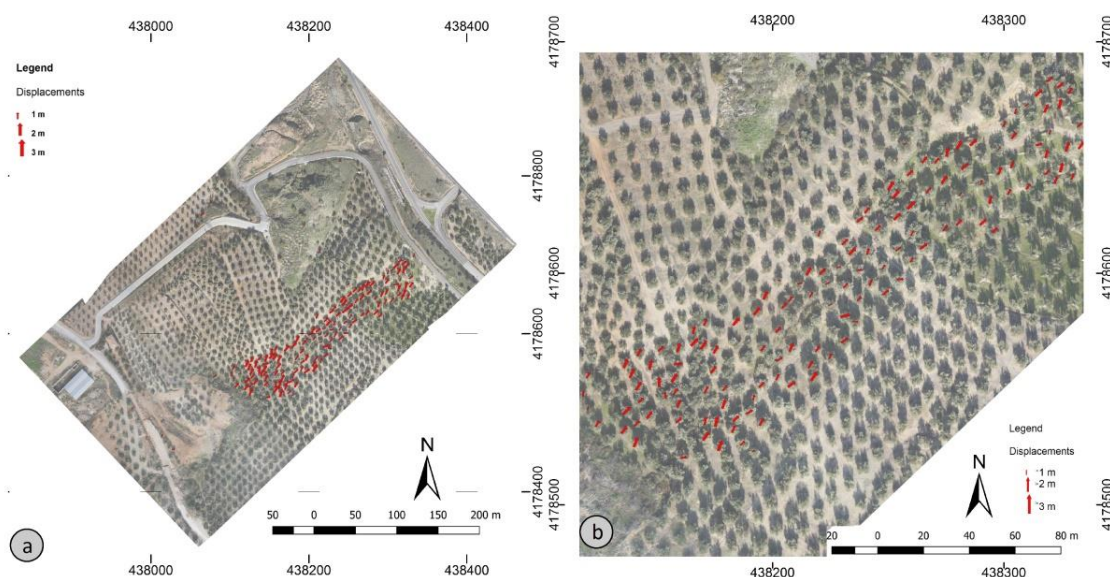


Figura 5. Desplazamientos entre centroides de la zona del olivar: a: 2012-2014; b: Ampliación de a.

Zona del polígono industrial						
Periodos	Desplazam. Verticales		Desplazam. Horizontales		Direcciones	
	Absoluto ¹	Tasa ²	Absoluto	Tasa	Media	
2010-2012	-0,030	-0,090	0,08	0,24	355,340	
2012-2013	-0,220	-0,340	2,95	4,47	352,120	
2013-2013	-0,040	-0,110	0,10	0,30	356,220	
2013-2014	-1,710	-0,690	5,66	2,26	350,630	
Zona del olivar						
Desplazamientos Verticales						
Periodos	Zona alta		Zona media		Zona baja	
	Absoluto	Tasa	Absoluto	Tasa	Absoluto	Tasa
2012-2013	-0,595	-1,428	-0,794	-1,906	-0,054	-0,129
2013-2014	-0,424	-0,338	-0,919	-0,732	-0,201	-0,160
2014-2015	-0,027	-0,025	-0,112	-0,106	-0,103	-0,097
2015-2016	-0,003	-0,005	0,052	0,093	0,049	0,089
Desplazamientos Horizontales						
Periodos	Zona alta		Zona media		Zona baja	
	Absoluto	Tasa	Absoluto	Tasa	Absoluto	Tasa
2012-2013	1,779	4,273	5,457	13,104	0,576	1,383
2013-2014	1,438	1,146	4,146	3,304	0,976	0,778
2014-2015	0,270	0,255	0,292	0,276	0,284	0,268
2015-2016	0,060	0,108	0,109	0,196	0,085	0,152
Direcciones						
Periodos	Zona alta		Zona media		Zona baja	
	Media	LMVR ³	Media	LMVR	Media	LMVR
2012-2013	48,477	0,856	53,112	0,955	47,813	0,963
2013-2014	57,468	0,739	54,358	0,980	48,892	0,969
2014-2015	3,366	0,253	50,511	0,361	58,493	0,520
2015-2016	-48,089	0,328	17,281	0,354	25,473	0,370

Tabla 2. Desplazamientos horizontales y verticales en las dos zonas inestables.

Por último, en cuarto lugar, sobre la ortofotografía de la zona del olivar, se han digitalizado una serie de líneas correspondientes a los bordes de algunas carreteras y caminos presentes en la zona. Las líneas se han digitalizado por segmentos en la primera ortofotografía (2012), y luego se han movido sus vértices según las ortofotografías de 2013 y 2014. A partir de las líneas obtenidas, se han calculado distintos tipos de distancias en 2D y 3D (distancias máximas o de Hausdorff, distancias medias entre vértices e incrementos en coordenadas XYZ), que informan sobre los desplazamientos que han sufrido dichas líneas y sus puntos (Mozas et al., 2015, 2017), y por lo tanto, sobre la cinemática del movimiento (Tabla 3).

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados del trabajo en las distintas zonas se han presentado en las Figuras 3, 4 y 5, y las Tablas 2 y 3. Antes de entrar en su breve descripción hay que referirse a las precisiones e incertidumbres alcanzadas, lo que permite establecer la significación de los resultados.

	D. Hausdorff (m)		D. Media (m)		Incrementos (m)		
	2D	3D	2D	3D	X Incr.	Y Incr.	Z Incr.
2012-2013							
Zona alta	1.908	2.183	1.399	1.520	1.065	0.742	-0.289
Zona media	0.884	1.048	0.670	0.706	0.478	0.363	0.005
Zona Baja	0.726	0.740	0.484	0.506	0.374	0.280	0.045
Inestable 2	1.342	1.642	0.513	0.546	0.228	0.371	-0.066
Estable	0.004	0.222	0.001	0.085	0.000	0.000	0.019
2013-2014							
Zona alta	2.218	2.513	1.323	1.431	1.083	0.386	-0.188
Zona media	1.788	1.820	1.348	1.389	1.009	0.685	-0.249
Zona Baja	1.246	1.298	0.823	0.871	0.579	0.491	0.079
Inestable 2	1.098	1.379	0.368	0.400	0.039	0.118	-0.051
Estable	0.000	0.207	0.000	0.089	0.000	0.000	0.026
2012-2014							
Zona alta	3.187	3.437	2.405	2.549	2.015	1.023	-0.444
Zona media	2.286	2.305	1.848	1.865	1.443	1.003	-0.205
Zona Baja	1.770	1.862	1.191	1.258	0.900	0.731	0.125
Inestable 2	1.051	1.083	0.619	0.648	0.273	0.493	-0.113
Estable	0.000	0.272	0.000	0.112	0.000	0.000	0.056

Tabla 3. Resultados de los controles posicionales en 2 D y 3D de las líneas en la zona del olivar

Los errores (EMC) del proceso de orientación fotogramétrica presentan valores inferiores 0,05 m, tanto en XY como en Z, incluso considerando los errores propagados al transferir puntos de unos vuelos a otros. Son del mismo orden que el GSD de las fotografías e inferiores a la resolución de las ortofotos, como sucede en otros trabajos (Niethammer et al., 2012; Turner et al., 2015). Por otra parte, el análisis realizado en los 151 puntos de chequeo estables extraídos del MDS en la zona del olivar muestra unos errores medios por debajo de $\pm 0,02$ m en XY y $\pm 0,06$ m en Z, lo que indica que los modelos se ajustan bien y están centrados globalmente. Al mismo tiempo, los valores del EMC y la desviación típica, que alcanzan valores máximos de 0,10 m en XY y 0,15 m en Z, indican un mayor desajuste local. Los valores de la desviación típica se han tomado como incertidumbre del estudio, y sólo se considerarán significativos los desplazamientos superiores a ellos.

Los MDS diferenciales (Figura 3) de la ladera del polígono muestran desplazamientos de orden decimétrico a métrico, que se distribuyen según descensos en la zona alta y suaves ascensos en la parte baja del movimiento. Las mayores tasas de cambio se producen en el primer periodo (may10-nov12), seguido del tercero (mar13-nov13), mientras que en los otros (nov12-mar13 y nov13-mar14) los desplazamientos no son significativos. En el olivar los modelos diferenciales muestran zonas con ascensos y descensos decimétricos o métricos en los dos primeros periodos (2012-2013 y 2013-2014). Las zonas de descenso predominan en la parte superior de la ladera asociados con el escarpe principal y los secundarios; mientras, las zonas de ascenso predominan en la parte media y baja de la ladera. La dinámica del movimiento cambia en el tercer periodo (2014-2015), con descensos y ascensos de orden métrico en la parte alta y media, mientras en la parte baja solo hay suaves ascensos. En el periodo 2015-2016 los cambios no son significativos.

En cuanto al análisis de los puntos extraídos de los MDS (Figura 4 y Tabla 2), en la ladera del polígono industrial se detectan desplazamientos verticales negativos de orden centimétrico a decimétrico e incluso métrico. Por periodos, las tasas son más elevadas en el primer y el tercer periodo, mientras que en el segundo y el cuarto los desplazamientos no son significativos. Por su parte, los desplazamientos horizontales varían desde valores decimétricos hasta de varios metros, con una pauta igual a la observada en los verticales. La dirección es prácticamente constante hacia el NNW a lo largo de todos los periodos. En la zona del olivar (Figura 4 y 5, Tabla 2), los desplazamientos verticales son igualmente negativos, con valores significativamente más elevados que en la zona estable. El análisis por zonas permite apreciar mayores desplazamientos en la parte alta y media de la ladera, donde la deformación es más intensa, que en la parte baja. Por periodos, las máximas tasas (superiores a 1m/año) se registran en el primer periodo (2012-2013) y el segundo (2013-2014); en el tercero, la mayor parte de los puntos de la zona alta y media desaparecen, y en la zona baja los desplazamientos no son significativos, como en el cuarto periodo en toda la zona. Los desplazamientos horizontales siguen una evolución similar, siendo los desplazamientos máximos en el primer periodo donde se alcanzan tasas de varios m/año. La dirección media de los vectores es NE, que se mantuvo uniforme en los dos primeros periodos con bajos valores de la longitud media del vector resultante (MLRV).

En el análisis de las líneas digitalizadas sobre las ortofotografías de la zona del olivar (Tabla 3), se observan cambios en su longitud en el interior del movimiento, mientras permanecen invariables fuera de él. Se observa una expansión en la zona del pie y una compresión en la proximidad de la autovía, además de giros en sentido antihorario en el flanco izquierdo y horario en el derecho. Las distancias medias y de Hausdorff muestran desplazamientos en torno a 2-3 m, para el periodo completo en el movimiento principal; son mayores en la zona de la cabecera y disminuyen hacia la zona media y el pie. Además se producen desplazamientos inferiores (0,5-1 m) en una zona inestable secundaria, y no son significativos en la zona estable. Por periodos, los desplazamientos en la zona de la cabecera son del mismo orden en los dos periodos analizados (2012-2013 y 2013-2014), aunque en la zona media y el pie llegan a ser casi el doble en el segundo año. Finalmente, los incrementos registrados en la coordenada X son mayores (1-2 m) que los de la coordenada Y (0,7-1 m) en la zona del movimiento principal, mientras que en la zona inestable secundaria sucede lo contrario (0,3 y 0,5 m, respectivamente). Por periodos, en la zona de la cabecera, tanto unos como otros incrementos son similares en 2012-2013 y 2013-2014, mientras que la zona media y el pie son mayores en el segundo periodo. Los incrementos en Z (verticales) son negativos en la cabecera (-0,45 m) y zona media (-0,20 m), mientras que son positivos en la zona del pie (0,12 m). En la zona inestable secundaria son negativos (-0,11 m), y en la zona estable son prácticamente nulos (Mozas et al., 2017).

Todos estos análisis permiten diferenciar y delinear las zonas inestables de las dos laderas analizadas, e identificar distintos rasgos y partes de los movimientos. En la ladera bajo el polígono industrial se observa un flujo de tierras (Varnes, 1978; Hungr et al., 2014) con un escarpe trasero de 2-3 m, y una masa desorganizada que termina en un pie bien

desarrollado. En el olivar, la cabecera muestra descensos y ascensos de la superficie del terreno, debidos a la formación de escarpes secundarios, mientras en la zona del cuerpo y el pie predominan los ascensos, debidos más al avance de la masa que a levantamientos del terreno. El espesor estimado en ambos casos es bastante reducido – no más de 5 y 10 m, respectivamente – y la longitud de aproximadamente 175 y 500 m, por lo que la relación profundidad/longitud (Crozier, 1973) es del 1-2%, propia de los flujos. La deformación es importante, sobre todo en la zona cabecera, aunque la masa mantenga una mayor coherencia que otros flujos como los de barro o derrubios. Además, se observa una transmisión de dicha deformación a lo largo del tiempo desde la zona de cabecera al pie.

En cuanto al régimen de precipitaciones, tras un primer periodo húmedo (2009-2011) se produjo un año seco (2011/12), aunque las lluvias volvieron en el siguiente (2012/13, en dos periodos (octubre-diciembre y marzo-abril), tras lo cual las lluvias fueron poco abundantes. Todo ello ha tenido su reflejo en los análisis de los MDS diferenciales y los desplazamientos, de tal forma que los cambios observados entre el vuelo previo de 2010 y el primer vuelo UAV de nov2012 (ambas zonas) se deben a las lluvias de los otoños de 2010/11 o 2012/13. El siguiente vuelo realizado a principios de mar2013 (polígono) apenas muestra actividad, mientras el siguiente de mediados de abr2013 (olivar) sí lo hace, como fruto de las lluvias intensas de estos meses. El vuelo de nov2013 (polígono) recoge igualmente los efectos de las lluvias de marzo-abril 2013, pero los realizados en 2014 (ambas zonas) vuelven a mostrar una menor actividad. A partir de ahí, los vuelos siguientes de 2015 y 2016 (olivar) no muestran ninguna actividad importante, lo que coincide con el nuevo periodo seco y las obras de estabilización de la ladera del olivar.

5. CONCLUSIONES

Las técnicas de fotogrametría combinadas con la adquisición de datos mediante UAS/RPAS se revelan como herramientas muy útiles para la identificación de detalle de movimientos de ladera y la caracterización de su actividad. La realización de una serie de vuelos entre 2012 y 2016, su orientación mediante técnicas de aerotriangulación convencionales y Structure from Motion (SfM) y la obtención subsiguiente de MDS y ortofotografías, han permitido calcular modelos diferenciales y medir desplazamientos, con los que se ha analizado la evolución detallada de dos movimientos de ladera en la vertiente de la Guardia.

Se han encontrado desplazamientos verticales de orden decimétrico a métrico y horizontales de hasta varios metros en determinados periodos, claramente por encima de las precisiones e incertidumbres del estudio (0,10 m en XY y 0,15 m en Z). Se han correlacionado con las lluvias acaecidas en la zona, encontrado una relación clara entre ambos fenómenos.

Las investigaciones futuras se centrarán en el desarrollo de técnicas de orientación directa de los vuelos UAV, y en la detección automática de movimientos de ladera basados en técnicas de clasificación experta de MDS e imágenes. Además, se pretenden incorporar otros sensores que mejoren tanto los aspectos espectrales (infrarrojos), como geométricos (LIDAR y radar).

Agradecimientos: Este trabajo se ha financiado con los proyectos: ISTECEO (RNM-06862, de Excelencia de la Junta de Andalucía); “Desarrollo de una metodología para la cartografía de peligrosidad a los movimientos de ladera: Aplicación a la provincia de Jaén” (Centro de Estudios Avanzados en Ciencias de la Tierra de la Universidad de Jaén); y el grupo “Sistemas Fotogramétricos y Topométricos” del Plan Andaluz de I+D+i (PAIDI).

REFERENCIAS

- Brückl, E.; Brunner, F.K.; Kraus, K. (2006). Kinematics of a deep-seated landslide derived from photogrammetric, GPS and geophysical data. *Engineering Geology*, 88, 149–159.
- Chacón, J.; El Hamdouni, R.; Irigaray, C.; Fernández, T. (2006). Engineering geology maps: Landslides and GIS. *Bull. of Engineering Geology and the Environment*, 65, 341-411.
- Crozier, M.J. (1973). Techniques for the morphometric analysis of landslips. *Zeitschrift für Geomorphologie*, 17, 78-101.
- Dewitte, O.; Jasselette, J.C.; Cornet, Y.; Van Den Eeckhaut, M.; Collignon, A.; Poesen, J.; Demoulin, A. (2008). Tracking landslide displacement by multi-temporal DTMs: a combined aerial stereophotogrammetric and LiDAR approach in Belgium. *Eng. Geology*, 99, 11-22.
- Fernández, T.; Pérez García, J. L.; Colomo, C.; Mata, E.; Delgado, J.; Cardenal, F. C. (2012). Digital Photogrammetry and LiDAR techniques to study the evolution of a landslide. 8th International Conference on Geo-information for Disaster Management, 95-104.
- Fernández, T.; Pérez, J.L.; Cardenal, F. J.; López, A.; Gómez, J. M.; Colomo, C.; Sánchez, M.; Delgado, J. (2015). Use of a light UAV and photogrammetric techniques to study the evolution of a landslide. *Int. Arch. Photogramm. Remote Sens.*, Volume XL-3/W3, 241-248.
- Fernández, T.; Pérez, J.L.; Cardenal, F. J.; Gómez, J. M.; Colomo, C.; Delgado, J. (2016). Analysis of landslide evolution affecting olive groves using UAV and photogrammetric techniques. *Remote Sensing*, Special Issue "Earth Observations for Geohazards", 8 (10), 837.
- Guzzetti, F.; Mondini, A.C.; Cardinali, M.; Fiorucci, F.; Santangelo, M.; Chang, K.T. (2012) Landslide inventory maps: new tools for an old problem. *Earth Sci. Rev.*, 112, 42–66.
- Hungr, O.; Leroueil, S.; Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11, 2, 167-194.
- Mozas-Calvache AT, Ariza-López FJ (2015) Adapting 2D positional control methodologies based on linear elements to 3D. *Surv Rev* 47(342):195-201.
- Mozas-Calvache AT; Pérez-García, JL; Fernández-del-Castillo, T. (2017). Monitoring landslide displacements using UAS and control methods based on lines. *Landslides* (en prensa).
- Niethammer, U.; James, M.R; Rothmund, S.; Travelletti, J.; Joswig, M. (2012). UAV-based remote sensing of the Super-Sauze landslide: Evaluation and results. *Engineering Geology*, 128, 2–11.
- Prokešová, R.; Kardoš, M.; Medved'ová A. (2010). Landslide dynamics from high-resolution aerial photographs: A case study from W Carpathians, Slovakia. *Geomorphology*, 115, 90–101.
- Turner, D.; Lucieer, A.; de Jong, S.M. (2015). Time Series Analysis of Landslide Dynamics using an Unmanned Aerial Vehicle (UAV). *Remote Sens.*, 7, 1736-1757.
- Varnes, D.J. Slope movement, types and processes (1978). Schuster R.L.; Krizek R.J., Eds., *Landslides: Analysis and Control*, Transportation Research Board Special Report, National Academy of Sciences, Washington D.C, 176: 12-33.
- Walstra, J.; Chandler, J.H.; Dixon, N.; Dijkstra, T.A. (2004). Time for Change - Quantifying Landslide Evolution Using Historical Aerial Photographs and Modern Photogrammetric Methods. In: *Int. Arch. Photogramm. Remote Sens.*, Volume XXXV, 475-480.

APLICACIÓN DE LA TÉCNICA DE INTERFEROMETRÍA DE RADAR DE APERTURA SINTÉTICA (INSAR) EN LA DETECCIÓN DE MOVIMIENTOS EN MASA EN EL MUNICIPIO DE INDEPENDENCIA

Josep Raventós¹, Marcos Arroyo², Wilson Heredia³, Abel Cruz³

¹Tre Altamira, Barcelona; ²Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona

³Laboratorio de Geotecnia, Universidad Mayor de San Simón, Bolivia

RESUMEN

El uso de imágenes de la superficie de la tierra obtenidas mediante sensores tipo SAR (Synthetic Aperture Radar) embarcados en satélites que orbitan sobre el planeta tierra conjuntamente con su procesamiento usando técnicas InSAR (Interferometría SAR) permite obtener desplazamientos de la superficie del terreno (o de objetos ubicados sobre ésta, así como infraestructuras, edificios, muros, etc.) con un rango de movimiento que va desde el milímetro hasta el metro y con una precisión milimétrica.

El presente artículo muestra la aplicación de la técnica InSAR en el monitoreo de desplazamientos ocurridos en una ladera inestable ubicada en el municipio de Independencia del departamento de Cochabamba en Bolivia usando imágenes del sensor radar tales como SENTINEL que se lanzó a finales de 2014 y que desde entonces viene registrando imágenes de la zona. Se han desarrollado un conjunto de análisis interferométricos en la zona de estudio, obteniéndose resultados coherentes conforme se ha podido evidenciar en la zona de estudio.

Palabras clave: Interferometría, InSAR, Radar, Satélite, Inestabilidad, ladera, Municipio de Independencia, Bolivia, Sentinel, Precisión.

1 ANTECEDENTES

En Bolivia se han suscitado deslizamientos de gran magnitud afectando tanto a zonas urbanas como zonas rurales del país, estos desastres han causado la pérdida de muchas vidas humanas y la pérdida de varios millones de dólares en infraestructuras públicas y privadas (Salamanca et al., 2011). Por otra parte, en las últimas décadas en Bolivia se tiene un incremento sustancial en la extensión de asentamientos urbanos y vías de transporte en áreas susceptibles a deslizamientos, este desarrollo de la infraestructura en el país resultara en un incremento del riesgo de amenazas de deslizamientos y desastres naturales, tal como se han venido desarrollando según el registro de eventos de deslizamientos mostrada en la Figura 1.

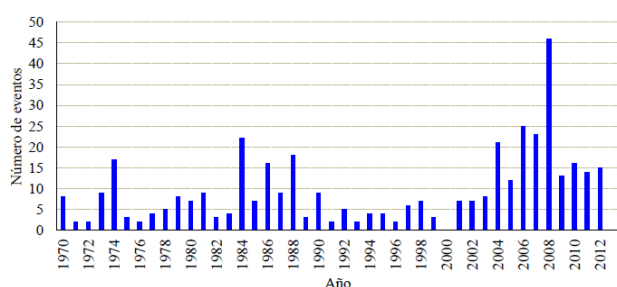


Figura 1. Eventos de deslizamientos en Bolivia

El caso más impactante en los últimos años fue el deslizamiento complejo en la zona de Pampahasi en febrero de 2011 en la ciudad de La Paz (Aguilar, 2013; Roberts et al. 2014, Hermanns et al. 2012). Los números de este deslizamiento son bastante cuantiosos con respecto a pérdidas materiales, gracias a Dios no se sufrieron pérdidas de vidas humanas (Cruz Roja Boliviana, 2011).

La geografía accidentada y la compleja hidrogeología regional que presenta la cordillera de los Andes en la parte occidental de Bolivia, la cual presenta altas tasas de erosión (Blodgett e Isacks, 2007), junto con los asentamientos presentes en estas zonas con su consecuente efecto antrópico propician un escenario adecuado para que se presenten zonas propensas a deslizamientos, este es el caso de la ladera sobre la cual está asentada el municipio de Independencia en el departamento de Cochabamba (Figura 2). Este municipio es

la capital de la provincia Ayopaya del departamento de Cochabamba y está situada en la cordillera Mazo Cruz, una cresta de la cordillera Oriental, entre el Río Negro y el Río Ayopaya. La región se caracteriza por presentar un relieve abrupto y valles profundos (montañas y serranías), con aspecto masivo y formas alargadas con pendientes escarpadas a lo largo de los valles principales, con cimas agudas a redondeadas y formas irregulares que alcanzan alturas de 3747 msnm, asimismo, los valles se encuentran a 2450 msnm. Por su parte el poblado del municipio de Independencia se encuentra entre 2595 y 2765 msnm con una pendiente promedio de 20 % y pendientes máximas que oscilan entre 32 a 41 % (GAMI, 2012). Estos aspectos determinan que el clima en el municipio de Independencia este en gran medida controlado por su relieve y variación latitudinal, situándose de esa manera en la región tropical, es así que la influencia de la cadena montañosa y de valles truncados ocasiona que las condiciones climáticas sean variables. La característica principal del clima de los trópicos de borde de montaña, como es el caso de este municipio, es de naturaleza hídrica con períodos secos y húmedos en distintas épocas del año, siendo así que la temperatura oscila entre 2 a 26,5 °C. La precipitación media anual es de 789 mm, asimismo en época seca (abril a octubre) la precipitación alcanza un promedio de 189 mm y en la época húmeda (noviembre a marzo) es de 600 mm.



Figura 2. Vista panorámica del municipio de Independencia

Geológicamente el municipio de Independencia se encuentra asentado sobre sedimentos pertenecientes a la era cenozoica, sistema cuaternario, con depósitos de terrazas y sedimentos coluvio-aluviales. Estos a su vez se encuentran descansando sobre sedimentos de edad ordovícica pertenecientes a la formación Anzaldo (limolitas, lutitas y areniscas gris verdosas a marrón claro) y en su parte Nor-Este se encuentran sobre sedimentos pertenecientes a la formación Capinota (lutitas gris oscuras y niveles de areniscas marrón claras). Tectónicamente se encuentra formando un bloque afectado por varias fallas inversas con dirección Nor-Oeste.

2 SITUACIÓN ACTUAL DE INDEPENDENCIA

En la actualidad este municipio presenta problemas de movimientos en masa, los cuales se hacen evidentes en las paredes de las estructuras que presentan grietas y rajaduras, tal como se puede apreciar en las siguientes figuras.



Figura 3. Grietas en una estructura, Zona central



Figura 4. Colapso de muros en la Estación de Buses, Zona Este

El municipio de Independencia no cuenta con un registro histórico documentado acerca de la evolución de los movimientos ocurridos. Sin embargo, se conoce por testimonio de los pobladores, que los movimientos datan desde aproximadamente 3 décadas atrás, no obstante, se ha evidenciado que en los últimos años se han producido movimientos en masa de mayor magnitud, generando daños de consideración a las estructuras de este municipio.

Es por tanto que se ha desarrollado un estudio de evaluación y de susceptibilidad de movimientos en masa aplicando la técnica InSAR de tal manera de estimar las deformaciones superficiales y delimitar las áreas más susceptibles a movimientos en masa que se han venido desarrollando por

décadas en este municipio.

Se discute la correspondencia entre el patrón de movimientos que revela el análisis InSAR y la observación directa de daños en la zona de estudio. El trabajo hace también particular énfasis en la aplicación del InSAR como herramienta para la planificación de una campaña de investigación “in situ” por medios más tradicionales como sondeos e inclinómetros.

3 FUNDAMENTOS DEL DINSAR

DInSAR es una técnica de teledetección para la medición de la deformación de la superficie del terreno que explota la información geométrica contenida en la fase de al menos dos imágenes complejas interferométricas SAR adquiridas sobre la misma área. Este artículo se centra únicamente en el uso de imágenes SAR satelitales. La información principal del DInSAR es la llamada fase interferométrica, obtenida mediante la diferencia de fase de dos imágenes SAR, y relacionada con la topografía de la escena observada y la deformación del terreno que se produjo entre la adquisición de las dos imágenes.

Si se dispone de un modelo numérico del terreno (MNT) de la escena, la componente topográfica de la fase puede ser simulada y restada de la fase interferométrica, obteniendo la parte de la fase DInSAR que está principalmente relacionada con la deformación del terreno. Si se analiza en detalle esta fase DInSAR puede observarse que hay otras componentes a tener en cuenta:

- **El ruido de fase.** Los sensores SAR realizan un muestreo regular 2D del terreno. Únicamente los píxeles que se caracterizan por un bajo nivel de ruido de fase interferométrica se puede utilizar para la medición de la deformación. Con el fin de descartar los píxeles ruidosos, se pueden utilizar tanto la coherencia interferométrica como el criterio de amplitud de dispersión (Ferretti et al., 2001).
- **La contribución atmosférica.** Al igual que la fase de GPS, la fase DInSAR contiene una componente debida a la propagación de la señal radar a través de la atmósfera durante la adquisición de las imágenes. Los métodos de DInSAR Avanzados (A-DInSAR) tratan de estimar esta componente para cada imagen SAR, ver Ferretti et al. (2001) y Lanari et al. (2004).
- **El error topográfico.** La componente de fase relacionada con el error topográfico representa una fuente de error para el control de deformaciones. Su magnitud depende de la calidad del MNT usado y de la línea de base normal del interferograma (componente del vector que conecta las dos posiciones del satélite durante las adquisiciones de las imágenes, medida en la dirección perpendicular a la línea de visión del sensor). El uso de múltiples interferogramas ayuda en la estimación del error topográfico.

La mayoría de técnicas DInSAR basan su estimación de la deformación en el desenrollado de la fase interferométrica. A partir de las imágenes SAR la fase de cada pixel sólo se conoce módulo 2π (fase enrollada). La estimación de la deformación requiere la reconstrucción de todo el valor de fase a partir de la fase enrollada (fase desenrollada). Esta operación consiste en la estimación de las ambigüedades de fase y representa el paso más crítico de todo el procedimiento DInSAR. En particular, si se trabaja con un solo interferograma, una correcta reconstrucción de la

ambigüedad de fase sólo puede lograrse si el gradiente de la fase DInSAR entre los píxeles adyacentes es menor que π . Teniendo en cuenta que π corresponde a una deformación en la Línea de Visión del Satélite (LOS) de $\lambda/4$, donde λ es la longitud de onda del radar (para imágenes de banda-C $\lambda=5.66$ cm, mientras que para banda-X $\lambda=3.1$ cm), esto supone claramente un límite en la pendiente máxima del campo de deformación observado. Cabe destacar que el límite solamente se refiere al gradiente de deformación: la deformación máxima observable dependerá del patrón del campo de deformación dada. Para hacer frente a esta limitación puede reducirse el intervalo de tiempo entre las adquisiciones de imágenes SAR.

Por otro lado, para los fenómenos de deformación lenta, el principal interés es la deformación mínima detectable. En estos casos, pueden elegirse largos intervalos de observación, durante los que se pueden adquirir múltiples imágenes SAR, obteniendo así un conjunto redundante de observaciones DInSAR. Esto permite reducir la influencia de los efectos atmosféricos y del ruido, y conseguir estimaciones más precisas y fiables de la deformación. En la literatura encontramos varias técnicas A-DInSAR (Advanced DInSAR) para estimar la deformación de la tierra mediante conjuntos redundantes de observaciones DInSAR. Entre ellas se incluyen la técnica de Permanent Scatterers (Ferretti et al., 2000) y la técnica de Small Baseline Subset (Berardino et al., 2002; Lanari et al., 2004). Otros enfoques interesantes se describen en Werner et al. (2003), Mora et al. (2003), y Hooper et al. (2004). En el mejor de los casos, la precisión de la velocidad estimada de deformación puede ser inferior a 1 mm/año, por ejemplo, ver Colesanti et al. (2003).

Desde la primera descripción de la técnica, que se basa en datos SEASAT SAR (Gabriel et al., 1989), el DInSAR ha sido utilizado con éxito en una variedad de campos de aplicación, como los deslizamientos (Tamburini et al., 2013), la sismología (Massonnet et al., 1993), la vulcanología (Amelung et al., 2000), la glaciología (Goldstein et al., 1993), los hundimientos del suelo (Galloway et al., 1998), etc. Más detalles sobre los fundamentos DInSAR se pueden encontrar en Rosen et al. (2000), Hanssen (2001) y Ferretti (2014).

4 ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS MILIMÉTRICOS CON SQUEESAR

Durante años, el análisis InSAR de conjuntos de imágenes se logró mediante el seguimiento de la posición de los reflectores radar muy coherente llamados Permanent Scatterers (PS) que estaban presentes en todo el conjunto de datos. Esta aplicación PS-InSAR (Ferretti et al., 2000) lograba una precisión milimétrica mediante la eliminación de la contribución de ruido de la atmósfera y funcionaba bien en zonas urbanas construidas. La principal limitación era la baja densidad de medidas en áreas con poca o ninguna infraestructura. Para lograr resultados útiles en zonas no urbanas, como minas, reservorios o deslizamientos, se optó por la identificación de medidas conocidas como Distributed Scatterers (DS). El punto de medición DS corresponde a las áreas que tienen respuesta similar a la señal radar. El tamaño de la zona depende del tamaño del píxel y del número de píxeles adyacentes que muestra la misma respuesta a la señal SAR.

Las técnicas avanzadas de procesamiento, como SqueeSAR (Ferretti et al., 2011), que utilizan tanto PS como DS

aumentan significativamente la densidad de puntos de medición en entornos no urbanos. De esta manera se amplía la cantidad de medidas obtenidas dando la posibilidad de investigar el movimiento y de controlar muchas zonas no urbanizadas incluyendo regiones montañosas. El algoritmo SqueeSAR también produce mejoras en la calidad de las series temporales de desplazamiento. Las áreas homogéneas que producen DS comprenden normalmente varios píxeles. La serie temporal única asignada a cada DS se calcula promediando la serie temporal de todos los píxeles dentro de los DS, lo que reduce efectivamente el ruido en los datos. El número de puntos de PS y DS suele aumentar con el tiempo a medida que se capturan más imágenes, aunque, según la aplicación, se puede compensar en parte con los cambios producidos en el terreno durante el periodo de adquisición ya que esto hace disminuir el número de medidas con respuesta radar estable.

5 LOS DESLIZAMIENTOS EN MUNICIPIO DE INDEPENDENCIA (BOLIVIA)

La zona de estudio se centra en la población de Independencia, y tiene una superficie de unos 50km². En ella se han obtenido 6255 puntos de medición, lo que supone una densidad media de 125 puntos por kilómetro cuadrado.

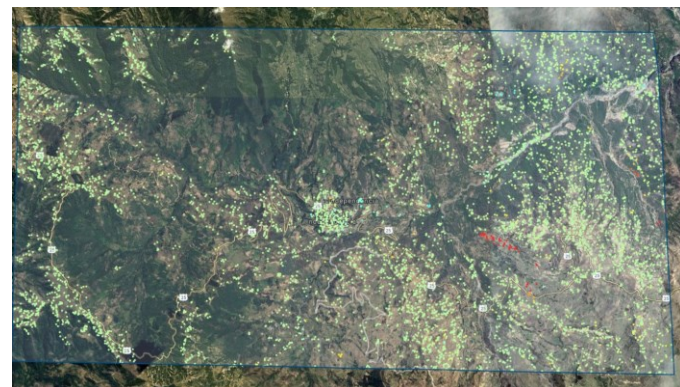


Figura 5. Vista de los puntos de medición en la Zona de estudio

Se detectan movimientos en el interior del municipio, en la zona delimitada por el lado Norte de la Ruta 25 y por el prolongamiento de esta alienación hacia el Este y en el trazado de la ruta que confluye con la 25 en los alrededores de la población y que tiene un trazado N-S.



Figura 6. Ubicación de los movimientos, Zona de estudio

Básicamente la tendencia es no lineal con una aceleración de los movimientos entre noviembre y marzo de los años estudiados. En la zona 1 (zona norte de la población) se muestran movimientos acumulados de aproximadamente

20mm. Uno de los puntos, el de mayor movimiento de unos 45mm acumulados, muestra una tendencia menos lineal con algunas aceleraciones de los movimientos entre noviembre y marzo de ambos años estudiados.



Figura 7. Acumulación de desplazamientos, Zona 1

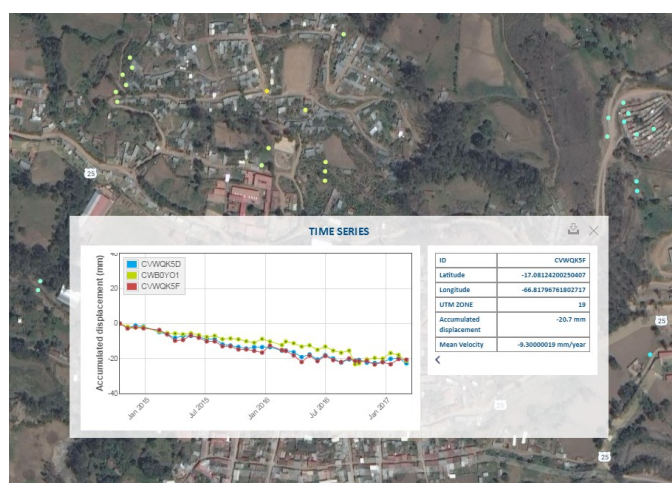


Figura 8. Acumulación de desplazamientos, Zona 1

En la zona del cementerio (zona 2), la tendencia del movimiento es idéntica, con acumulados de algo más de 20mm en el período estudiado. Por geometría de la adquisición y el talud, estos puntos aparecen de color azul, indicativo que esta zona del terreno se está acercando al sensor a pesar que se está produciendo un movimiento de talud igualmente.

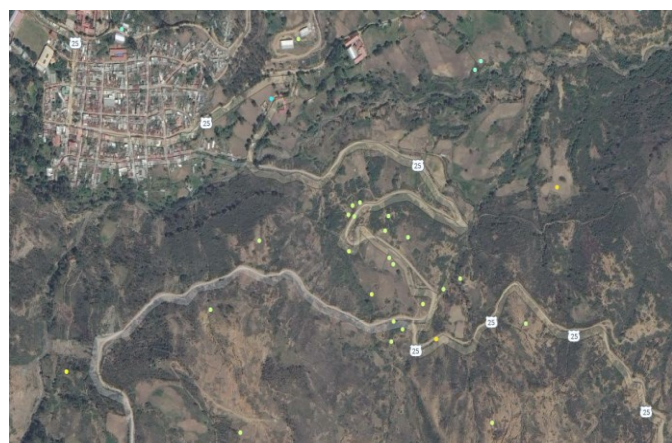


Figura 9. Vista del sector Este de la zona de estudio, zona 2

En la zona 3, en la confluencia de la ruta 25 al Este de la población, se produce otra zona de movimiento significativo, con tendencias a acelerarse durante el período noviembre - marzo de los años estudiados y con

movimientos generalmente entre los 20-25mm acumulados en el periodo y con una zona de mayor movimiento que llega a los 45mm en acumulado.

Más al Este de esta zona se concentra la mayor zona de movimiento que parecería movilizar una zona de aproximadamente 1,5km entre la ruta 25 y el Río Palca.



Figura 10. Ubicación de la Zona 3

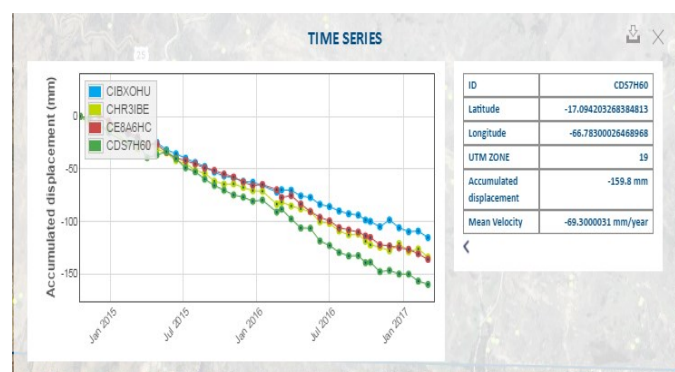


Figura 11. Acumulación de desplazamientos, Zona 3

En esta zona los movimientos son bastante más significativos con acumulados de entre 130 y 160mm y con una tendencia más lineal.

6 CONCLUSION

La técnica de interferometría aplicada ha mostrado concordancia con los movimientos presentados en las tres zonas estudiadas, Zona 1 (municipio de Independencia), Zona 2 (parte este, cementerio y terminal de buses) y finalmente la Zona 3.

7 RECOMENDACIONES

Tras aplicación de los análisis interferométricos en la estimación de movimientos de las zonas estudiadas se hace necesario monitorear los movimientos que se están desarrollando en el municipio mediante técnicas de monitoreo convencionales.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo de la Unión Europea, a través de su programa Horizon 2020, Marie Skłodowska-Curie

Acuerdo de Financiación No 645665. Asimismo la Universidad Mayor de San Simón agradece el apoyo de Tre Altamira en el presente estudio realizado.

REFERENCIAS

- Aguilar, O.Q. (2013). Detección de cambios de uso del suelo en la zona de Callapa afectada por el megadeslizamiento (La Paz – Bolivia). In: Proceedings of XIV Encuentro de Geógrafos de América, April 2013, Lima, Peru, 20p.
- Berardino, P., Fornaro, G., Lanari, R., Sansosti, E. (2002). “A new algorithm for surface deformation monitoring based on small baseline differential SAR interferograms”. IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing, 40(11), 2375-2383.
- Blodgett, T. A. e Isacks, B. L. (2007). Landslide erosion rate in the eastern cordillera of northern Bolivia, Earth Interact., 11, 1–30, doi:10.1175/2007EI222.1
- Colesanti, C., Ferretti, A., Novali, F., Prati, C., Rocca, F. (2003). “SAR monitoring of progressive and seasonal ground deformation using the Permanent Scatterers Technique”. IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing, 41(7), 1685-1701.
- Cruz Roja Boliviana (2011). Revista informativa. Edición especial en Internet. Año 16, No 44 - Enero, Febrero, Marzo, Abril 2011.
- Ferretti, A., Prati, C., Rocca, F. (2000). “Nonlinear subsidence rate estimation using permanent scatterers in differential SAR interferometry”. Transactions on Geoscience and Remote Sensing, 38(5), 2202-2212.
- Ferretti, A., Prati, C., Rocca, F. (2001). “Permanent scatterers in SAR interferometry”. IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing, 39(1), 8-20.
- Gabriel, A.K., Goldstein, R.M., Zebker, H.A. (1989). “Mapping small elevation changes over large areas: differential radar interferometry”. J. Geophys. Res., 94 (B7), 9183-9191.
- Galloway, D.L., Hudnut, K.W., Ingebritsen, S.E., Phillips, S.P., Peltzer, G., Rogez, F., Rosen, P.A. (1998). “Detection of aquifer system compaction and land subsidence using interferometric synthetic aperture radar, Antelope Valley, Mojave Desert, California”. Water Resources Research, 34 (10), 2573-2585.
- GAMI (2012). Ajuste del plan de desarrollo municipal de Independencia. Diagnostico Municipal de Independencia 2008-2012, Cochabamba, Bolivia, pp 291
- Goldstein, R.M., Englehardt, H., Kamb, B., Frolich, R.M. (1993). Satellite radar interferometry for monitoring ice sheet motion: application to an Antarctic ice stream. Science, 262, 1525-1530.
- Hermanns, R.L., Valderrama, P., Fauqué, L., Penna, I.M., Sepúlveda, S.A., Moreiras, S., Zavala Carrión, B. (2012). Landslides in the Andes and the need to communicate on an interandean level on landslide mapping and research. Revista Asociación Geológica Argentina, 69(3), pp 321-327.
- Hermanns, R.L., Dehls J.F., Guzman, M.A., Roberts, N.J., Clague, J.J., Cazas, A., Quenta, G. (2012). Relation of recent megalandslides to prehistoric events in the city of La Paz, Bolivia. In: Proceedings of 2nd North American symposium on landslides, 3–6 June 2012, vol 1. Banff, Canada, pp 341–347.
- Hooper, A., Zebker, H., Segall, P., Kampes, B. (2004). “A new method for measuring deformation on volcanoes and other natural terrains using InSAR Persistent Scatterers”. Geophysical Research Letters, 31, L23611, doi:10.1029/2004GL021737.
- Lanari, R., Mora, O., Manunta, M., Mallorquí, J.J., Berardino, P., Sansosti, E. (2004). “A small-baseline approach for investigating deformations on full-resolution differential SAR interferograms”. IEEE Transactions on Geosciences and Remote Sensing, 42(7), 1377-1386.
- Massonnet, D., Rossi, M., Carmona, C., Adragna, F., Peltzer, G., Felgl, K., Rabaute, T. (1993). “The displacement field of the Landers earthquake mapped by radar interferometry”. Nature, 364, 138-142.
- Mora, O., Mallorquí, J.J., Broquetas, A. (2003). “Linear and nonlinear terrain deformation maps from a reduced set of interferometric SAR images”. IEEE Transactions on Geosciences and Remote Sensing, 41(10), 2243 –2253.
- Roberts, N.J., Rabus, B., Hermanns, R.L., Guzman, M.A., Clague, J.J., Minaya, E. (2014). Recent landslides Activity in La Paz, Bolivia. In: Landslide Science for a Safer Geoenvironment, Vol. 3, Switzerland, pp 431-437.
- Rosen, P.A., Hensley, S., Joughin, I.R., Li, F.K., Madsen, S.N., Rodríguez, E., Goldstein, R.M. (2000). “Synthetic Aperture Radar Interferometry”. Proc. of the IEEE, 88 (3), 333-382.
- Salamanca et al. (2011). Ochenta y cinco años de la historia de desastres en Bolivia (1920-2005). Revista Virtual REDESMA. Octubre 2011 Vol. 5(2), pp 16-30.
- Thomas, M. F., (1994). Geomorphology in the Tropics. John Wiley and Sons, 460 pp.
- Werner, C., Wegmüller, U., Strozzi, T., Wiesmann, A. (2003). “Interferometric point target analysis for deformation mapping”. Proceedings of IGARSS 2003, 4362-4364.

APLICACIÓN DE TÉCNICAS REMOTAS EN EL DESLIZAMIENTO DE CERRO GORDO (GRANADA). DINÁMICA DEL MOVIMIENTO Y ANÁLISIS DE DAÑOS

Rosa María MATEOS⁽¹⁾, Jose M. AZAÑÓN⁽²⁾, Francisco J. ROLDÁN⁽¹⁾, Davide NOTTI⁽²⁾, Jorge P. GALVE⁽²⁾, Vicente PÉREZ-PEÑA⁽²⁾, Jose Luis PÉREZ-GARCÍA⁽³⁾, Carlos M. COLOMO⁽³⁾, Jose M. GÓMEZ-LÓPEZ⁽³⁾, Oriol MONTSERRAT⁽⁴⁾, Nùria DEVANTÈRY⁽⁴⁾, Francisco LAMAS⁽⁵⁾

⁽¹⁾ Instituto Geológico y Minero de España (IGME). Urbanización Alcázar del Genil. Edificio Zulema, bajos. 18006 Granada. E-mails: rm.mateos@igme.es; fj.rolدان@igme.es

⁽²⁾ Departamento de Geodinámica de la Universidad de Granada. Campus Universitario Fuentenueva, 18071 Granada. E-mails: jazanon@ugr.es; davidenotti@gmail.com; jpgalve@gmail.com; paquifchacon@ugr.es

⁽³⁾ Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodesia y Fotogrametría de la Universidad de Jaén. Campus de las Lagunillas, Edif. A-3. 23071 Jaén. E-mails: jlperez@ujaen.es, cmcj0002@red.ujaen.es, jmg10003@red.ujaen.es

⁽⁴⁾ División de Geomática del Centre Tecnològic de Telecomunicacions de Catalunya (CTTC). Parc Mediterrani de la Tecnologia (PMT), Edifici B4. Avenida Carl Friedrich Gauss, 7. 08860 Castelldefels. E-mails: oriol.monserrat@cttc.cat; nuria.devanthery@cttc.cat

⁽⁵⁾ Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Granada. Dr. Severo Ochoa s/n, 18001 Granada. E-mail: flamas@ugr.es

RESUMEN

En el presente trabajo se muestra el caso de la urbanización Los Cármenes del Mar (Almuñécar, Granada). Parte de esta urbanización, de unas 416 viviendas, se construyó sobre un deslizamiento preexistente. Numerosas viviendas han sido evacuadas recientemente y se ha declarado oficialmente el “estado de emergencia” en el complejo urbanístico. Con la finalidad de monitorizar la dinámica del deslizamiento, y poder cuantificar un amplio rango de deformaciones, hemos aplicado dos técnicas remotas: (1) PSInSAR, mediante el procesado de 25 imágenes ENVISAT adquiridas entre mayo 2003-diciembre 2009 y (2) técnicas de fotogrametría, considerando las imágenes adquiridas mediante drones (UAV) en dos campañas realizadas en junio 2015 y enero 2016, y su comparación con la reconstrucción de un vuelo convencional realizado en 2008. La relación entre el análisis geológico de detalle realizado, los datos PS de deformación, los desplazamientos de los edificios obtenidos mediante fotogrametría, la ocurrencia de lluvias, así como el historial de daños, permite comprender el

proceso de reactivación del deslizamiento, así como determinar la evolución temporal y espacial de la inestabilidad. Los resultados revelan desplazamientos en los edificios de hasta 1,98 m en 8 años, un claro control litológico en la distribución espacial de los daños, y una constatada relación temporal entre episodios de mayor afección a los edificios y eventos lluviosos y/o de recarga de agua al terreno.

1. INTRODUCCIÓN

Los daños causados por deslizamientos en zonas urbanas se han incrementado considerablemente en las últimas décadas, especialmente en las regiones costeras de la franja mediterránea (Mateos et al. 2013; Jiménez et al. 2012). En España este hecho es aún más notable por el impacto del turismo; en la costa andaluza numerosos complejos turísticos se han edificado sobre acantilados costeros y terrenos de elevada pendiente, representando una de las zonas más urbanizadas del panorama europeo (Mateos, 2007). Los terrenos con deslizamientos preexistentes son muy codiciados por las constructoras, ya que ofrecen pendientes algo más suaves que las zonas adyacentes, lo que facilita su desarrollo urbanístico.

El municipio costero de Almuñécar (Granada) tiene un largo historial de daños urbanos causados por deslizamientos (Chacón et al., 2016). En la década de los 70, grandes edificios de la Punta de la Mona y Playa Velilla quedaron reducidos a escombros por movimientos de ladera súbitos y de gran envergadura. Recientemente Notti et al. (2015) publican el caso de la reactivación de un deslizamiento costero en el emplazamiento de la urbanización de Marina del Este (Fig. 1), que está generando cuantiosos daños en las viviendas.

El presente trabajo se centra en la urbanización Los Cármenes del Mar, que consta de 416 viviendas situadas en la cara oriental del Promontorio de Cerro Gordo, una zona natural protegida en el extremo occidental de la playa de La Herradura (Fig. 1). En noviembre de 2015, el Ayuntamiento de Almuñécar declaró el estado de emergencia en la urbanización y ya han sido desalojadas 24 viviendas por los graves daños que presentan. El plan contempla la evacuación futura de 40 viviendas adicionales. En la actualidad el caso está *sub judice*, y tan solo hemos tenido acceso a ciertos informes técnicos (Vorsevi, 1998; Ortega-Espinosa, 2010; Rodríguez-Ortiz, 2011) del total que incluye el proceso judicial.

La monitorización de deslizamientos activos requiere medidas continuas (en el espacio y tiempo) del rango de desplazamientos y cambios en la topografía de la ladera (Niethammer et al. 2010). Para el presente trabajo se han utilizado 25 imágenes SAR captadas por el satélite ENVISAT durante el periodo 2003-2009. Las medidas de deformación se han obtenido por la técnica PSI (Persistent Scatterer Interferometry) descrita en Crossetto et al. (2011). Adicionalmente se ha llevado a cabo un análisis fotogramétrico utilizando las imágenes de tres vuelos: un vuelo convencional realizado en 2008, y dos vuelos con dron realizados en junio

2015 y enero 2016. De esta forma se ha podido cuantificar el desplazamiento de los edificios durante los últimos 8 años.

El principal objetivo de este trabajo es determinar la relación que existe entre la distribución y evolución de los daños en las viviendas, las medidas de deformación obtenidas y la cinemática del deslizamiento. Los resultados obtenidos pueden contribuir a la gestión de la emergencia planteada en la urbanización y a su plan de evacuación.

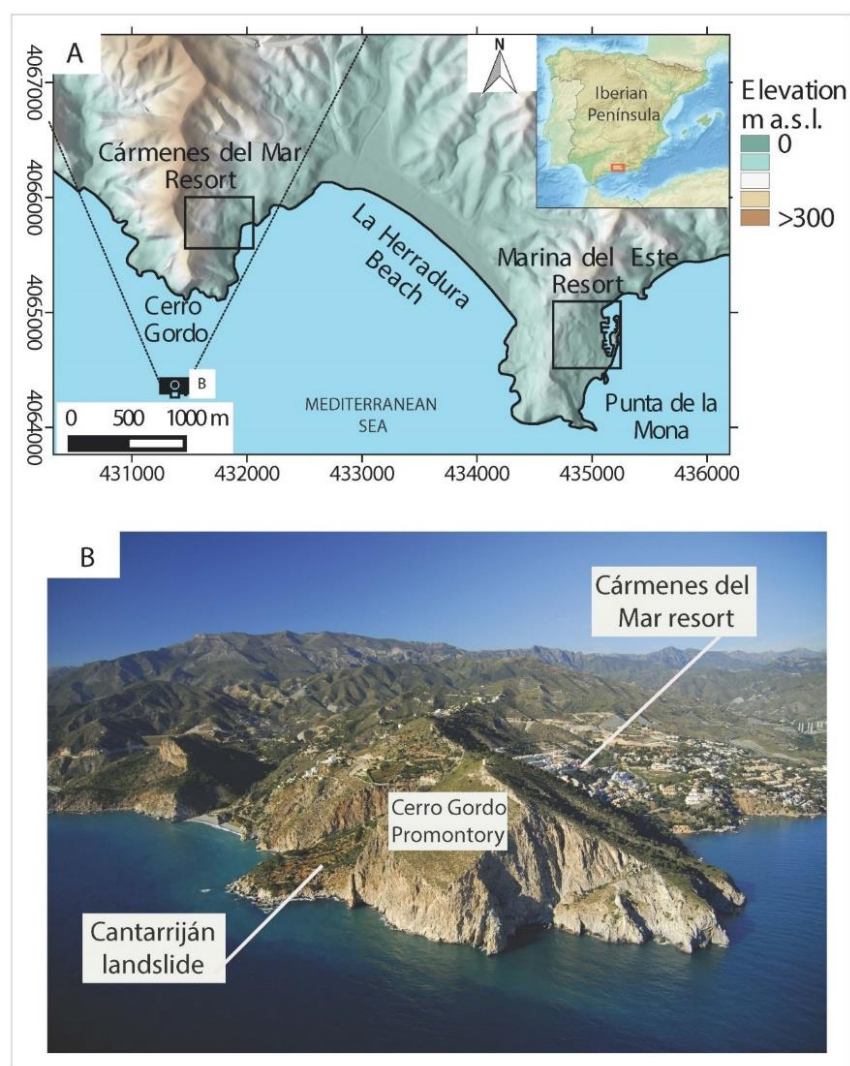


Fig. 1. (A) Localización de la Urbanización costera Los Cármenes del Mar (Almuñécar, Granada) en la cara oriental del Promontorio de Cerro Gordo. (B) Fotografía aérea donde se observa el emplazamiento de la urbanización y la existencia del deslizamiento de Cantarriján, en la cara oeste del Promontorio.

2. HISTORIAL DE DAÑOS

La urbanización comenzó a construirse en el año 1977 en la zona más cercana a la playa de La Herradura. En 1997 continuó la urbanización del resto de la ladera hasta su finalización en el año 2006 (Fig. 2). La urbanización se extiende sobre una ladera de elevada pendiente ($\pm 35^\circ$) que tuvo que ser aterrazada para construir las viviendas, llevándose a cabo importantes movimientos de tierras y modificaciones topográficas en la ladera original. El complejo consta de 416 viviendas, con 2-3 alturas y, en numerosos casos, con piscinas privadas. Pueden ser viviendas adosadas o chalets independientes; en todos los casos se emplearon cimentaciones superficiales. Existen numerosas zonas comunes (jardines, piscinas, pistas de paddle etc.), así como vías de acceso a las diferentes zonas del complejo residencial. La vivienda más elevada se sitúa a una cota de 200 m, y la más baja a una altitud de 50 m. El 85% de las viviendas se ocupan únicamente durante el verano, con una población durante los meses estivales que puede superar las 1500 personas.

En el año 2006 comenzaron a aparecer daños severos en las viviendas denominadas “Especiales” (Fig. 2), y dos años más tarde una de estas viviendas tuvo que ser demolida por los elevados daños estructurales que presentaba (Ortega- Espinosa, 2010). Durante el periodo 2007-2009, los daños se extendieron a otras zonas del complejo residencial, no únicamente a las viviendas, sino también a carreteras de acceso, muros comunes, jardines etc., y afectando a las redes de agua, saneamiento, gas y electricidad. Durante estos años, se produjeron importantes pérdidas de agua en las piscinas, que no fueron identificadas a su debido tiempo. Tal era la situación que la constructora decidió llevar a cabo trabajos de reparación, mantenimiento y auscultación. Destaca la construcción de un muro pilotado y bulonado de 40 m de longitud en la parte baja de la urbanización (Fig. 2), que en la actualidad se encuentra roto y volcado en numerosas partes.

El invierno 2009-2010 fue muy lluvioso en la región y los daños se expandieron a otras zonas de la urbanización: Pueblo, Atarazanas y Calaiza (Rodríguez-Ortiz, 2011). Algunas viviendas tuvieron que ser desalojadas, incluidas las viviendas “Especiales”, en estado prácticamente de ruina. El deterioro se ha ido incrementando durante los últimos años, especialmente durante el último invierno lluvioso 2012-2013. La situación es tal que el ayuntamiento de Almuñécar ha procedido al desalojo de 24 viviendas en noviembre de 2015 y ha declarado el estado de emergencia.

En enero de 2016 se realizó un inventario de daños en las viviendas (Fig. 3), siguiendo las categorías establecidas por Cooper (2008). Esta clasificación establece 7 grados de daños, desde 0 (sin daños) a 7 (colapso total). Las zonas más afectadas son las situadas en las cotas inferiores del complejo: Pueblo, Especiales, Atarazanas y Calaiza, donde numerosas viviendas han sido clasificadas con grado 4 (daño severo) y 5 (daño muy severo). La figura 3 muestra fotografías recientes del estado de algunas viviendas en estos sectores.

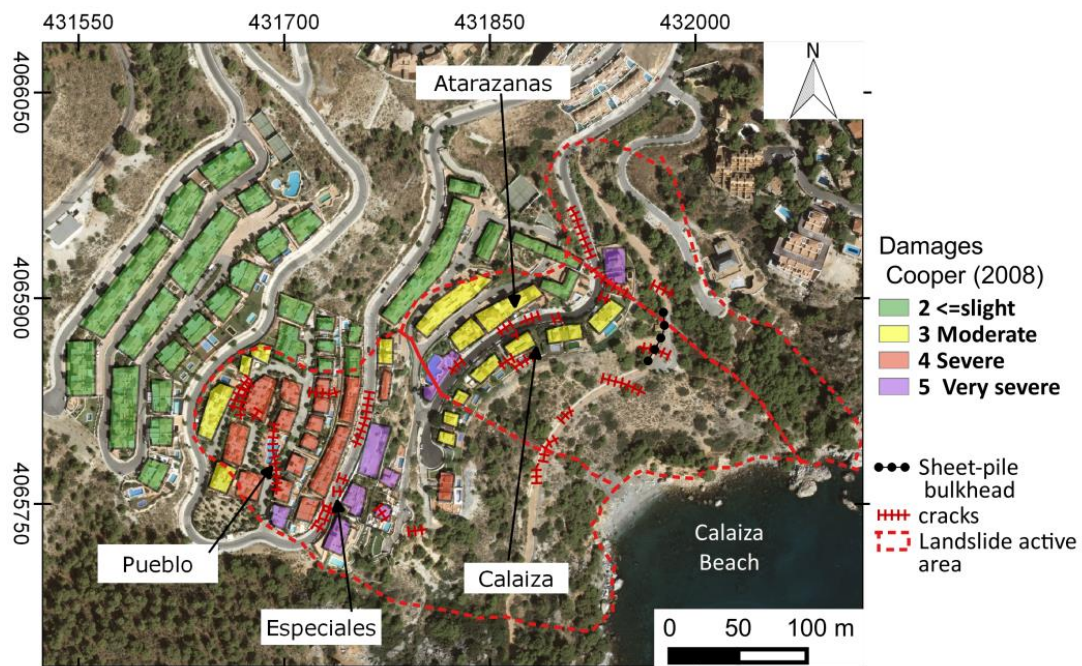


Fig. 2. Mapa de daños en las viviendas según la clasificación de Cooper (2008) clasificación. Enero 2016.

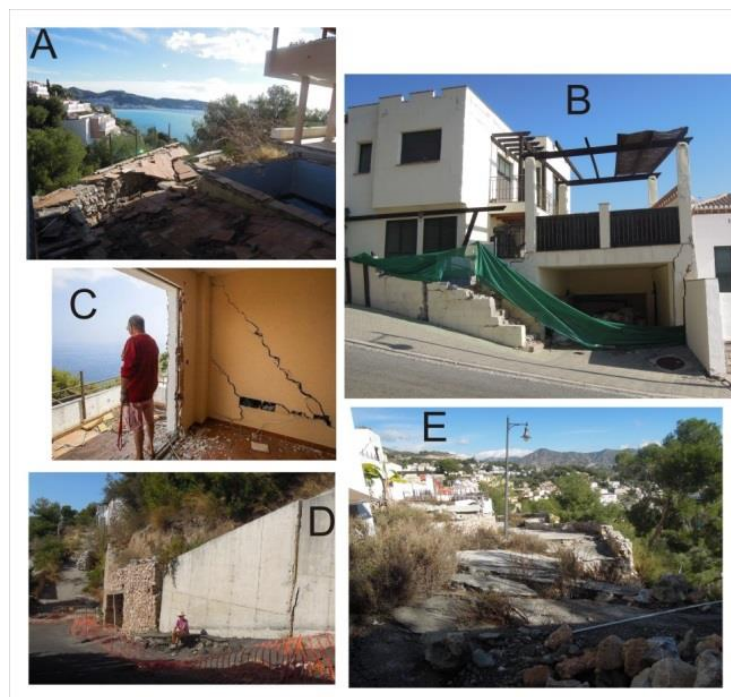


Fig. 3. Fotografías de daños. A) Jardín de una vivienda situada en el extremo NE de Calaiza; B) casa en el sector Pueblo; C) detalle del interior de una casa en Pueblo; D) carretera de acceso y muro de contención en Atarazanas; E) carretera de acceso a Casas Especiales

3. GEOLOGÍA DE LA LADERA

El Promontorio de Cerro Gordo está constituido por materiales metamórficos del denominado Complejo Alpujarride (Simancas and Campos, 1993), cuya secuencia de muro a techo es: gneises, esquistos grafitosos del Paleozoico, esquistos y cuarcitas del Permo-Trías y mármoles y dolomías del Triásico. El Promontorio está constituido por los mármoles triásicos, que determinan los relieves más prominentes, y por los esquistos del Paleozoico, que ofrecen unos relieves más suaves. Los contactos entre ambos materiales son tectónicos. Los deslizamientos están asociados a los esquistos, muy tectonizados y alterados en la zona de estudio. Destaca el deslizamiento de Cantarriján (Fig. 1) en la cara oriental del Promontorio.

Para el presente trabajo se ha realizado una cartografía geológica a escala 1:10.000, así como la toma de numerosas medidas de discontinuidades, fallas y fracturas que afectan a los macizos rocosos del emplazamiento. También se ha considerado la información geológica y geotécnica de trabajos previos (Vorsevi, 1998; Ortega-Espinosa, 2010; Rodríguez-Ortiz, 2011). La Figura 4 muestra la cartografía geológica realizada. La parte inferior de la ladera está constituida por los esquistos paleozoicos, muy alterados en los primeros 30 m (Vorsevi, 1998), y con una exfoliación buzante hacia la ladera. Estos materiales tienen un comportamiento de suelo y los parámetros de resistencia decrecen considerablemente al aumentar el grado de humedad. Los principales parámetros geotécnicos son (Rodríguez Ortiz, 2011): densidad= 2.2 t/m³; Cohesión= 2.5 t/m³; Ángulo de fricción= 23°. El resto de la ladera está constituido por los mármoles triásicos, altamente karstificados, y densamente fracturados. Los continuos desprendimientos de estos materiales han originado depósitos coluviales en numerosos puntos. De hecho, parte de los sectores Pueblos y Especiales fueron construidos sobre depósitos caóticos de brechas coluviales, cuyos espesores pueden superar los 10 m, y donde se han identificado niveles de agua a diferentes profundidades (Rodríguez-Ortiz, 2011).

El análisis estructural identifica una falla normal NNO-SSE que delimita el borde occidental del afloramiento de esquistos. La representación estereoscópica de las fracturas (Fig. 4) revela tres direcciones principales de fracturación: E-W, NE-SO y NO-SE (σ_1 casi vertical). La red de drenaje sigue estos patrones estructurales.

El trabajo de campo también ha permitido identificar procesos de expansión lateral en el sector más occidental de la ladera, relacionados con el escarpe de la falla normal. Se observan grandes bloques de mármoles desplazándose por la ladera, hasta su desplome y depósito. Algunos de ellos presentan espeleotemas con diferentes direcciones de crecimiento, lo que determina diferentes posiciones del bloque en su desplazamiento. Este proceso activo determina una topografía inaccesible que quedó (afortunadamente) a salvo del desarrollo urbanístico.

La interpretación de la fotografía aérea de 1957 permite identificar el deslizamiento original (Fig. 4). Con una superficie de unos 10⁴m², el deslizamiento afecta a la formación de

esquistos y puede considerarse un movimiento planar, cuya superficie de rotura se identificó a 40 m de profundidad mediante sondeos (Rodríguez- Ortiz, 2011). La cabecera se localiza en el contacto con los mármoles, a una cota de 140 m. Los límites laterales del deslizamiento quedan definidos por los dos torrentes principales de la zona de estudio.

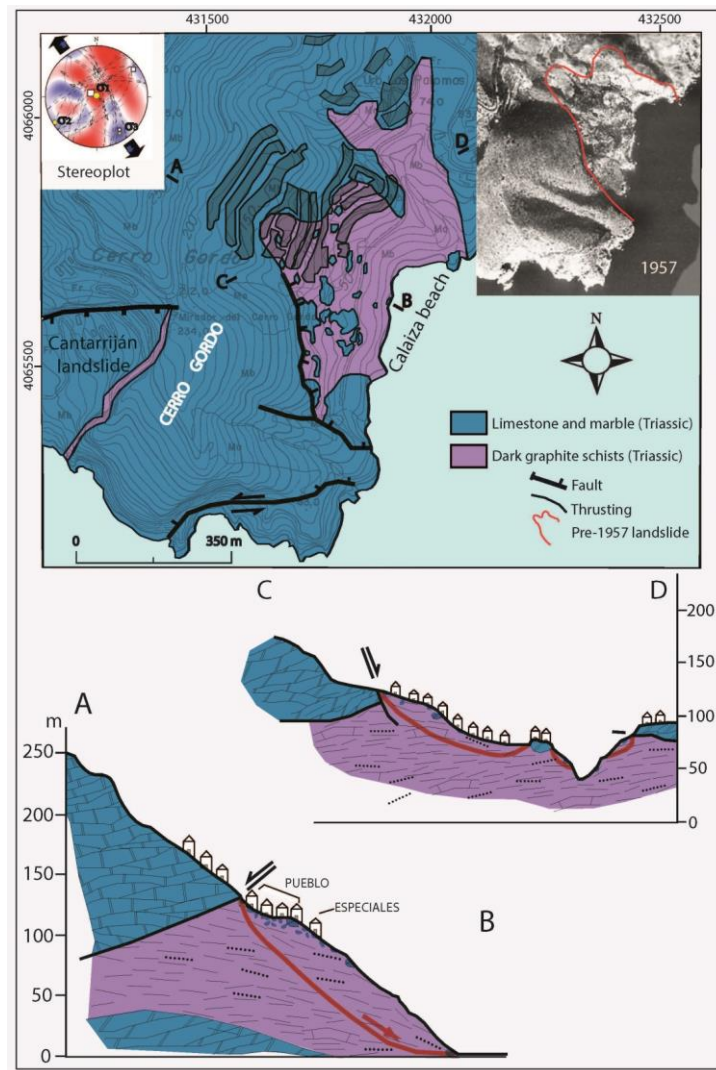


Fig. 4. Mapa geológico. La ladera está formada por un afloramiento de esquistos grafitosos en la base, que delimita por contactos mecánicos con los mármoles dominantes en el Promontorio de Cerro Gordo. Asociados a un escarpe de falla normal, se identifican procesos de expansión lateral en el sector meridional de la urbanización. Los juegos de fracturación se representan en el diagrama estereoscópico de la figura. La fotografía aérea de 1957 ya mostraba la existencia de un gran deslizamiento en la zona. En la figura inferior se representan dos cortes geológicos, longitudinal y transversal al deslizamiento, apoyados en los datos de sondeos existentes (Rodríguez-Ortiz, 2011)

4. DAÑOS VERSUS LLUVIAS

La región costera de la provincial de Granada presenta un micro-clima muy particular, de hecho tiene la denominación de “Costa Tropical” por las suaves temperaturas que presenta (18°C de media anual). La lluvia es muy escasa, con precipitaciones medias anuales de 352 mm, pero en ocasiones se producen episodios de lluvias muy intensas, de hasta 350 mm/24h (datos de 1973 en la zona; Notti et al. 2015). Las estaciones más lluviosas son el otoño y el invierno, siendo las precipitaciones muy escasas durante la primavera, y prácticamente inexistentes durante el verano.

El historial de daños en la urbanización refleja una clara relación entre los episodios de recarga en la ladera y las mayores afecciones. En la Figura 5 se ha representado la lluvia acumulada (3 meses) registrada en la estación pluviométrica más cercana a Cerro Gordo (Cuevas de Nerja-ES77, AEMET) durante el periodo 2003- 2016, así como la historia de daños en los Cármenes del Mar. El periodo 2009-2010 fue muy lluvioso en la región, con precipitaciones el doble de la media, y los mayores y extensivos daños fueron registrados durante este periodo. Posteriormente, el lluvioso invierno 2012-2013 también agudizó los daños, con un progresivo deterioro de la zona afectada que determinó el estado de emergencia actual.

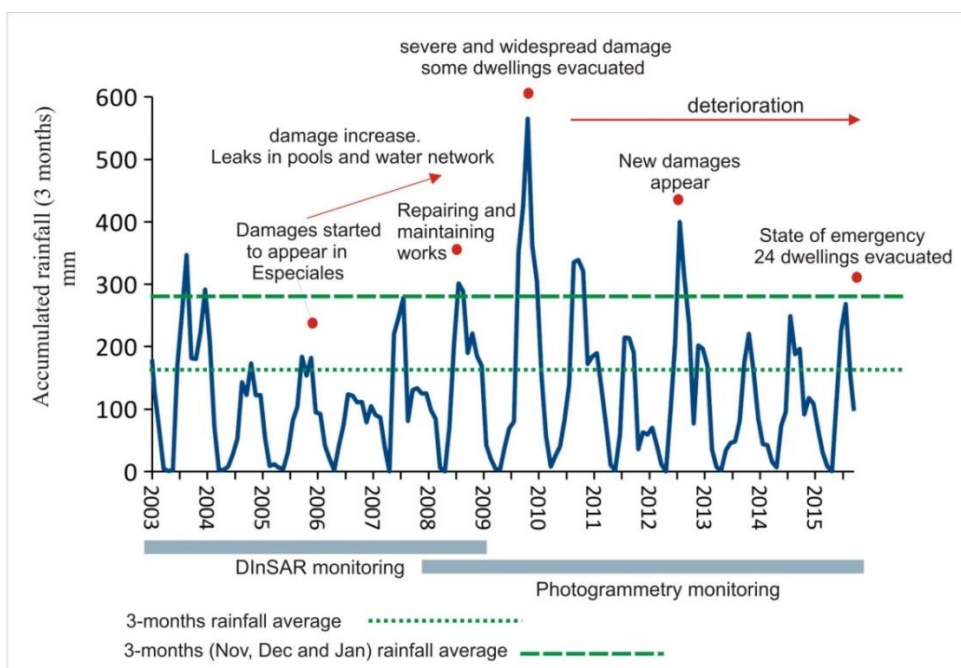


Fig. 5. Representación de la lluvia acumulada (3 meses) para el periodo 2003-2016 e historial de daños en la urbanización. Se constatan dos episodios lluviosos (inviernos 2009-2010 y 2012-2013) que generaron amplias afecciones. Los periodos de monitorización remota han sido también representados

5. MONITORIZACIÓN

Para cuantificar las deformaciones en la zona de estudio se han aplicado dos técnicas remotas: PInSAR y Fotogrametría. La combinación de ambas técnicas permite cuantificar desplazamientos desde mm/año hasta m/año.

5. 1. PSInSAR

En el presente trabajo se han procesado 25 imágenes SAR (ascending) captadas por el satélite ENVISAT durante el periodo Mayo 2003-Diciembre 2009. Las medidas de deformación se obtuvieron aplicando la técnica PInSAR, descrita en Crosetto et al (2011) y según el mismo procedimiento aplicado en Marina del Este por Notti et al. (2015). La Figura 6 muestra la disposición de los 101 PS obtenidos sobre el mapa de daños de la figura 2. Los resultados vienen a confirmar las zonas estables a cotas superiores al deslizamiento, con velocidades de desplazamiento insignificantes (entre -2 mm y -5 mm/año). No obstante, aparece algún PS con mayores tasas de deformación en esta zona estable, donde aún no hay daños referenciados. Dado que el periodo de monitoreo fue anterior al primer periodo lluvioso (2009-2010), aparecen escasos PS de interés en la zona dañada, aunque las mayores velocidades (> 10 mm/año) se obtienen en la parte baja del deslizamiento, donde se han identificado grandes grietas en el terreno.

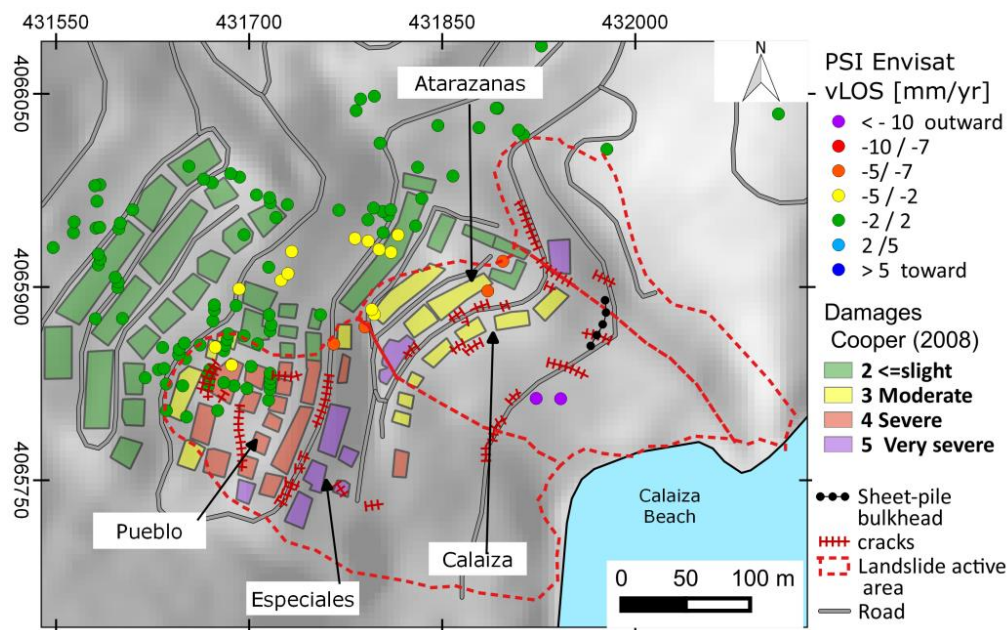


Fig. 6. VLOS (mm/año) de los PS obtenidos en la zona de estudio mediante técnicas PInSAR, y su superposición al mapa de daños. Datos ENVISAT (2003-2009).

5. 2 FOTOGRAMETRÍA

En el presente trabajo, se han utilizado imágenes de tres vuelos diferentes. El primero consiste en un vuelo convencional del IGN realizado en 2008; seleccionado por su elevada resolución. El segundo vuelo se realizó mediante dron en junio de 2015, a una altitud de vuelo entre 100-120 m sobre la urbanización. Idéntico procedimiento se utilizó en el tercer vuelo, realizado en enero de 2016. Las imágenes digitales obtenidas fueron georreferenciadas respecto a un punto estable y, previamente a la captura, se seleccionaron una serie de puntos de control. Adicionalmente, se establecieron una serie de puntos de validación con la finalidad de optimizar la orientación de la imagen. Para el vuelo de 2008 se emplearon 50 puntos de control y 10 puntos de validación; para los vuelos con dron (2015 y 2016) se utilizaron 52 puntos de control y 10 puntos de validación. Los principales detalles de los tres vuelos quedan recogidos en la Tabla I.

Date	Type of flight	Camera	Ground Sampling Distance(m)
2008	CONVENTIONAL	DIGITAL DMC	0.20
26/06/2015	UAV	SONY NEX-5	0.05
22/01/2016	UAV	SONY NEX-5	0.05

Tabla I. Detalle de los tres vuelos utilizados en el presente trabajo

Las imágenes del vuelo convencional de 2008 fueron restituidas en base al vuelo-dron del 2015. Las imágenes fueron procesadas para crear modelos de elevación del terreno y ortofotos. Posteriormente, se diseñaron modelos 3D de los edificios para las diferentes fechas, en base a técnicas de visión estereoscópica. Algunos edificios tuvieron que ser descartados por la deficiente precisión obtenida; estos edificios están localizados en el sector superior de Atarazanas y el extremo NE de Calaiza.

Para cada edificio se calculó el vector de desplazamiento (proyección en la horizontal) utilizando los vértices de la construcción, comparando la posición del vértice en 2008 y la ocupada en 2015. La figura 7 muestra un ejemplo de la restitución estereoscópica llevada a cabo en un edificio y el procedimiento para calcular el vector de desplazamiento. El vector desplazamiento del edificio constituye un valor medio de todos sus vértices.

Englobando todos los vectores de desplazamiento obtenidos se ha creado la Figura 8, que representa los desplazamientos de cada edificio 2008-2015 (y el sentido del desplazamiento) sobre el mapa de daños y el límite del deslizamiento. Los mayores rangos se han obtenido en las casas Especiales, con desplazamientos cercanos a los 2 m. En las viviendas localizadas en primera línea de mar, al SW de Calaiza, se obtienen valores entre 0.75 m-1.25 m. En el sector Pueblo, los valores de desplazamientos oscilan entre 0.25 m-0.75 m. El movimiento general de la ladera lleva un sentido NO-SE.

No se ha detectado ninguna diferencia apreciable entre el vuelo de 2016 y el vuelo de 2015. No se ha podido calcular ningún desplazamiento superior al margen de error de la técnica empleada (5 cm).

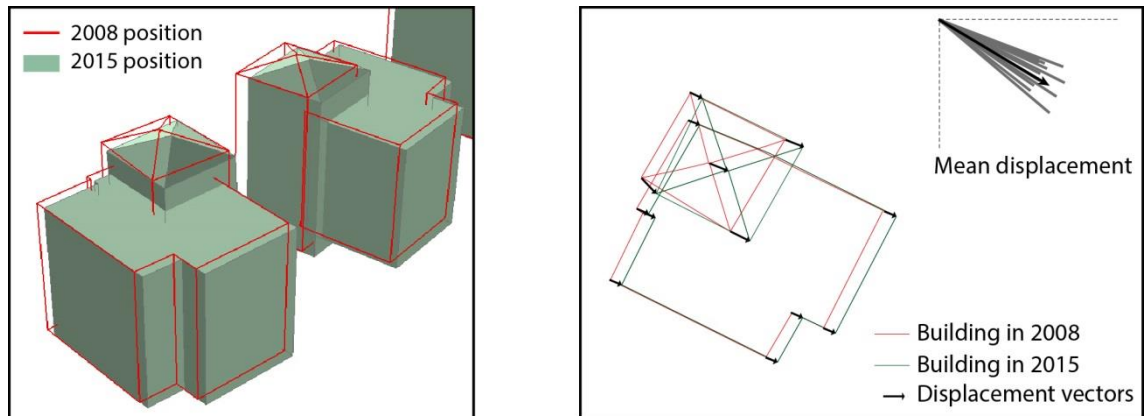


Fig. 7. Ejemplo de una restitución estereoscópica llevada a cabo en un edificio, en base a su posición en 2008 y 2015. En la figura derecha se representa cómo se calcula el vector de desplazamiento, teniendo en cuenta los desplazamientos de todos los vértices del edificio

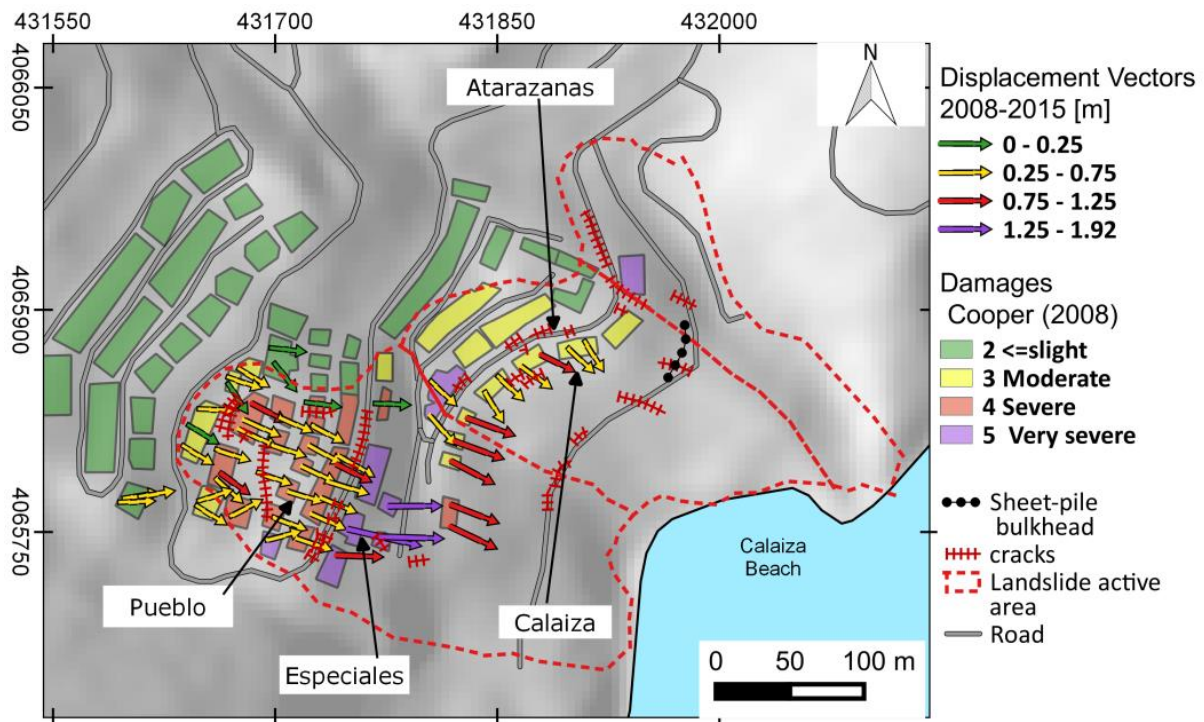


Fig. 8. Vectores de desplazamiento de los edificios para el periodo 2008-2015, superpuestos al mapa de daños. El sector SO de la urbanización es el más activo, con desplazamientos de casi 2 m en el sector de Especiales

12. CONCLUSIONES

La urbanización Los Cármenes del Mar se puede considerar uno de los ejemplos más extremos de patologías asociadas al desarrollo urbanístico sobre deslizamientos costeros preexistentes. El deslizamiento afecta a una formación de esquistos grafitosos, cuyos parámetros de resistencia estaban muy cerca de los valores de equilibrio límite antes de la construcción. Los daños se han venido registrando a pulsos, con una clara relación con los eventos lluviosos.

La monitorización PSInSAR (2003-2009) pone de manifiesto la zona estable aguas arriba de la cabecera del deslizamiento, y mayores deformaciones en el pie. La fotogrametría muestra un sentido general de desplazamiento NO-SE y un sector más activo en el extremo SO de la urbanización, con desplazamientos en los edificios de hasta 2 m durante los últimos 8 años. No se han detectado desplazamientos entre Junio 2015 y Enero 2016, coincidiendo con un periodo muy seco en la región. Los resultados obtenidos pueden contribuir al diseño del plan de evacuación y emergencia del complejo residencial.

REFERENCIAS

- Chacón J, El Hamdouni R, Irigaray C, Jiménez-Peñalver J, Fernández P, Fernández T, Alameda P, Palenzuela JA, Moya J (2016) Movimientos de ladera en la costa de Almuñécar y su entorno. *Geogaceta* 59: 87-90.
- Cooper AH (2008) The classification, recording, data basing and use of information about building damage caused by subsidence and landslides. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* 41: 409-424.
- Crosetto M, Monserrat O, Cuevas M, Crippa B (2011) Spaceborne Differential SAR Interferometry: Data Analysis Tools for Deformation Measurement. *Remote Sensing* 3: 305-318.
- Jimenez JA, Sancho-Garcia A, Bosom E (2012) Storm-induced damages along the Catalan coast (NW Mediterranean) during the period 1958-2008. *Geomorphology* 143:24-33.
- Mateos RM (2007) Natural hazard and land-use planning in Spain. *Journal of the European Federation of Geologists* 23:10-13.
- Mateos RM, García-Moreno I, Herrera G, Mulas J (2013) Losses caused by recent mass-movements in Majorca (Spain). *Landslide Science and Practice*. Margottini C, Canuti P and Sassa K (Editors). Volume 7: Social and Economic Impact and Policies. 105-113 p. Springer.
- Notti D, Galve JP, Mateos RM, Montserrat O, Lamas-Fernández F, Fernández-Chacón F, Roldán-García FJ, Pérez-Peña V, Crosetto M, Azañón JM (2015) Human-induced coastal landslide reactivation. Monitoring by PSInSAR techniques and urban damage survey (SE Spain). *Landslides* 12: 1007-1014.
- Ortega-Espinosa S (2010) Urbanización Los Cármenes del Mar, Cerro Gordo, Almuñécar (Granada). Technical report, 18 p. Internal report unpublished (in Spanish).
- Rodríguez- Ortiz JM (2011) Informe complementario del Proyecto de estabilización de laderas en la Urbanización “Cármenes del Mar” (Cerro Gordo, Almuñécar). Technical report, 27 p. Internal report unpublished (in Spanish).
- Simancas JF and Campos J (1993) Compresión NNW-SSE tardi a postmetamórfica y extensión subordinada en el Complejo Alpujárride (Dominio de Alborán, Orógeno Bético). *Revista de la Sociedad Geológica de España* 6:
- Vorsevi SA (1998) Estudio geotécnico sobre condiciones de cimentación y estabilidad. Proyecto: Los Cármenes del Mar, Cerro Gordo, La Herradura, Almuñécar, Granada. 121 p. Internal report unpublished (in Spanish).

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DEL TALUD DESPRENDIDO EN CORTES DE PALLÁS (VALENCIA) MEDIANTE *STRUCTURE FROM MOTION* (SfM) CON IMÁGENES ADQUIRIDAS CON *REMOTELY PILOTED AIRCRAFT SYSTEM* (RPAS)

Adrián Riquelme^(1,2), Juan Carlos García-Davalillo⁽³⁾, Roberto Sarro⁽³⁾, Roberto Tomás^(1,2,3), Miguel Cano^(1,2), José Luis Pastor⁽¹⁾, Antonio Abellán⁽⁴⁾, Gerardo Herrera⁽³⁾

⁽¹⁾ Departamento de Ingeniería Civil. Escuela Politécnica Superior. Universidad de Alicante.

⁽²⁾ Grupo de Trabajo de Clasificaciones Geomecánicas (GTCG). Sociedad Española de Mecánica de Rocas.

⁽³⁾ Geohazard InSAR Laboratory and Modelling Group. Área de Riesgos Geológicos. Instituto Geológico y Minero de España.

⁽⁴⁾ Scott Polar Research Institute. Department of Geography. University of Cambridge.

RESUMEN

El 6/04/2015 un desprendimiento en el vaso del embalse de Cortes de Pallás (Valencia) sepultó instalaciones de una central hidroeléctrica de Iberdrola dejando ocho meses incomunicada la población por carretera. Durante la emergencia, Iberdrola encargó un vuelo de reconocimiento del talud, aún inestable y peligroso, sin patrón específico. Sobre estas fotografías se generó un modelo 3D de la ladera aplicando técnicas fotogramétricas SfM. El análisis de la nube de puntos mediante el programa “Discontinuity Set Extractor” permitió caracterizar las discontinuidades predominantes del macizo. Por último, se calcularon los factores de ajuste de la clasificación SMR, para las discontinuidades y cuñas compatibles con la geometría del talud. Esta metodología ha permitido obtener de manera remota, rápida y suficientemente precisa la información necesaria para la caracterización geomecánica de las inestabilidades producidas y potenciales mediante análisis retrospectivo en un talud inaccesible y sin exposición directa de los técnicos durante la toma de datos.

1 INTRODUCCIÓN

Las técnicas de adquisición remotas permiten la toma de datos de una superficie sin acceder a la misma. El resultado de su aplicación consiste normalmente en un archivo digital que contiene información de la superficie, ya sea mediante puntos de la misma o mediante elementos triangulares de superficie que la definen (Lai, Samson, & Bose, 2014). A priori,

esta información proporciona información de la superficie permitiendo la inspección visual mediante programas informáticos. Sin embargo, el tratamiento de los datos permite la obtención de información geométrica de gran valor para determinados análisis geotécnicos.

Existen dos técnicas de adquisición remota que actualmente gozan de gran popularidad. La primera es mediante el empleo de láser escáner 3D, también conocida como *Light Detection and Ranging*. (LiDAR) (La instrumentación utilizada debe de posicionarse en una plataforma móvil o estática. Un caso particular de gran difusión es cuando la plataforma es móvil y aérea, denominándose *Aerial Laser Scanner* (ALS) . En este caso, la dirección del láser es subvertical debido a las características del vuelo y de la posición del láser. Con esta instrumentación se obtienen nubes de puntos 3D que permiten la generación de modelos digitales de elevación o *Digital Elevation Models* (DEMs). La dirección subvertical del láser implica una resolución mucho mayor en superficies horizontales que en verticales, por lo que es inadecuado para obtener información de taludes de gran pendiente. La configuración en vehículos móviles también se ha llevado a cabo en embarcaciones (Alho et al., 2009) y automóviles (Kukko, Kaartinen, Hyypä, & Chen, 2012). En estos casos, la dirección del láser es principalmente horizontal, con lo que las características del resultado varían respecto a la plataforma aérea. Asimismo, esta instrumentación también puede posicionarse sobre trípode en el terreno, denominándose *Terrestrial Laser Scanner* (TLS), permitiendo escanear también con haces subhorizontales, más adecuados para taludes subverticales (Jaboyedoff et al., 2012).

La segunda técnica es la fotogrametría digital, concretamente la denominada *Structure from Motion* (SfM). Esta técnica consiste en la captura de fotografías de una superficie desde distintos puntos de vista, y básicamente determina automáticamente las posiciones de las cámaras y reconstruye puntos de la superficie comunes en varias fotografías. Si el objetivo es modelizar un talud subvertical, la toma de fotografías determinará las características del resultado. La captura de las fotos desde el terreno conlleva que las superficies subhorizontales situadas a cierta cota no serán adecuadamente representadas en las imágenes, con lo que la restitución de esas superficies presenta menor calidad que otras en las que la superficie haya sido adecuadamente capturada. Sin embargo, si las fotografías se capturan con un *Remotely Piloted Aircraft System* (RPAS), la posición de éstas, permite obtener las fotografías desde cotas superiores a las que se tomarían manualmente. Esto posibilita el capturar mucha mayor superficie del talud desde distintos ángulos y posiciones. Con ello, un aumento en la calidad de los resultados. La popularidad de esta técnica está en aumento (Abellán, Derron, & Jaboyedoff, 2016), probablemente por los resultados satisfactorios que ofrece y la accesibilidad de la instrumentación necesaria para su aplicación.

Las nubes de puntos adquiridas de superficies ha sido aplicada a diversos campos, siendo uno de ellos la mecánica de rocas (Riquelme, Tomás, & Abellán, 2016). La caracterización de taludes mediante información digital ha sido abordado por varios investigadores (Jaboyedoff et al., 2007; Lato & Vöge, 2012; Riquelme, Abellán, & Tomás, 2015; Riquelme, Abellán, Tomás, & Jaboyedoff, 2014a; Slob, Turner, Bruining, & Hack, 2010),

y actualmente es una técnica que se aplica profesionalmente en proyectos de ingeniería.

El presente trabajo muestra una caracterización de un talud mediante una combinación de la instrumentación ALS con la técnica SfM, con una toma de datos no planificada. En un talud rocoso en el que se ha producido la rotura, se realizó un vuelo de reconocimiento con un RPAS. Las fotografías adquiridas se tomaron sin seguir un plan de vuelo específico, ni tampoco se emplearon las técnicas recomendadas para la aplicación del SfM que permiten escalar, orientar y corregir deformaciones no lineales propias de la técnica (James & Robson, 2014). La carencia de puntos de control fue subsanada mediante la extracción de coordenadas a partir de una nube de puntos de poca resolución obtenida de un repositorio público (Instituto Geográfico Nacional, 2016). La nube de puntos obtenida permitió la aplicación de técnicas de identificación y extracción de familias de discontinuidades planas mediante software de código abierto (Riquelme, Abellán, Tomás, & Jaboyedoff, 2014b). A partir de los resultados, se identificó el mecanismo que causó la rotura en el talud. La aplicación de esta técnica muestra un apoyo para los técnicos que deben de evaluar rápidamente el estado y posible evolución de inestabilidades en escarpes inaccesibles y/o peligrosos durante la fase de emergencia posterior al desprendimiento.

2 METODOLOGÍA

La metodología seguida consiste en los siguientes pasos: (a). la adquisición de las fotografías del talud, que a priori deberían seguir un plan de vuelo según las recomendaciones para la aplicación de la técnica SfM, aunque en este caso no es así; (b). se obtienen los puntos de control, que son lugares del escenario identificables en las fotografías capturadas de los que se conocen sus coordenadas en un sistema de referencia, relativo o absoluto; (c) se aplica la técnica SfM con un software específico, con lo que se obtiene una nube de puntos 3D de la superficie; y (d) análisis de un sector representativo del talud a partir de la nube de puntos obtenida. Este análisis permite identificar tanto el número de familias de discontinuidades planas presentes en el afloramiento, como la orientación principal y la clasificación de los puntos según familias.

La captura de fotografías suele llevarse a cabo según un plan de vuelo siguiendo ciertas estrategias. En el caso de una superficie plana, el manual de ayuda del software Agisoft Photoscan Professional Edition (Agisoft LLC, 2016) recomienda tomar las fotografías equidistantemente para el caso de un paramento (Fig. 1). Otros autores, sin embargo, apuntan la conveniencia de tomar las fotografías con cierta inclinación respecto a la normal a la superficie con el fin de reducir el efecto domo (James & Robson, 2014). En cualquier caso, es importante que el número de fotografías sea, al menos, del orden de 30 a 50, pudiendo superar los 100 en función de la extensión y detalle con el que se pretenda estudiar la superficie.

En el caso de un talud, si las fotografías se toman manualmente, habría que tomarlas a nivel del suelo de forma perpendicular al mismo. Esto implica no tener capturas desde puntos de

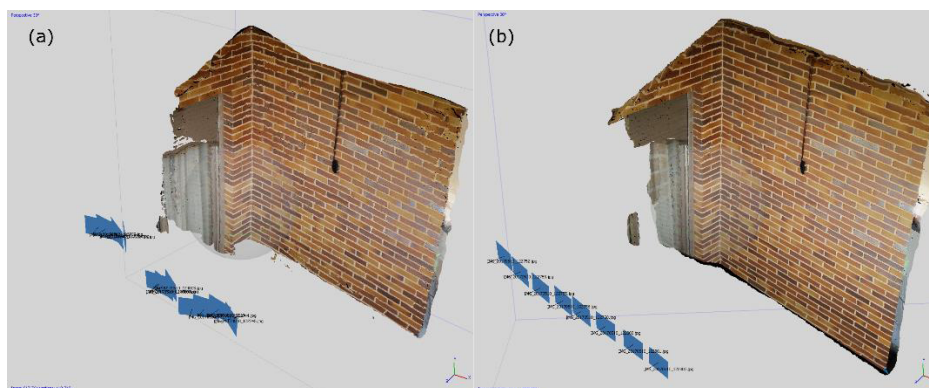


Fig. 1. Recomendaciones para la captura de fotografías según el software Agisoft Photoscan Professional edition (2016). (a) forma incorrecta de tomar las fotografías; (b) forma correcta.

vista superiores. Sin embargo, el empleo de RPAS permite la adquisición de imágenes desde cotas superiores, obteniendo información adicional respecto al caso anterior.

Los puntos de control, también llamados GCP (*Ground Control Points*), son necesarios por dos motivos. En primer lugar, permiten que el modelo generado se ajuste a la realidad gracias a las coordenadas de estos puntos. Dicho de otra forma, los GCP atan el modelo al terreno. Si las coordenadas de estos GCP están en un sistema de referencia global o local, las lecturas de los planos coincidirán con aquellas tomadas en campo (con la preceptiva corrección del norte magnético). Por este motivo, es fundamental que estos GCP tengan unas coordenadas acordes a los objetivos que se persiguen.

Finalmente, una vez que se dispone de la nube de puntos, es posible llevar a cabo un análisis estructural en el que se identifiquen las familias de discontinuidades planas y sus parámetros geométricos, siempre en sectores con características homogéneas (Riquelme, 2015). Por características homogéneas, se entiende que el talud rocoso muestra una o varias familias de discontinuidades planas con los mismos parámetros geométricos en cuanto a orientación. Es fundamental que una familia esté bien representada en ese sector, para que pueda ser estadísticamente visible. Este análisis puede ser llevado a cabo mediante multitud de técnicas propuestas por diversos autores (Jaboyedoff et al., 2007; Riquelme et al., 2014a; Slob et al., 2010; Vöge, Lato, & Diederichs, 2013). En este estudio se ha empleado la técnica propuesta por Riquelme et al. (2014a), la cual está implementada en el software de código abierto Discontinuity Set Extractor (DSE) (Riquelme et al., 2014b; Riquelme, Cano, Tomás, & Abellán, 2016).

3 CASO DE ESTUDIO

El talud estudiado se encuentra en el embalse de Cortes de Pallás, en la provincia de Valencia (España) (Fig. 2). En este embalse se encuentra la central hidroeléctrica La Muela de Cortes. El seis de abril de 2015, aproximadamente a las ocho de la tarde, se produjo un desprendimiento en el talud rocoso de la ladera sur, justo al lado de las instalaciones de la

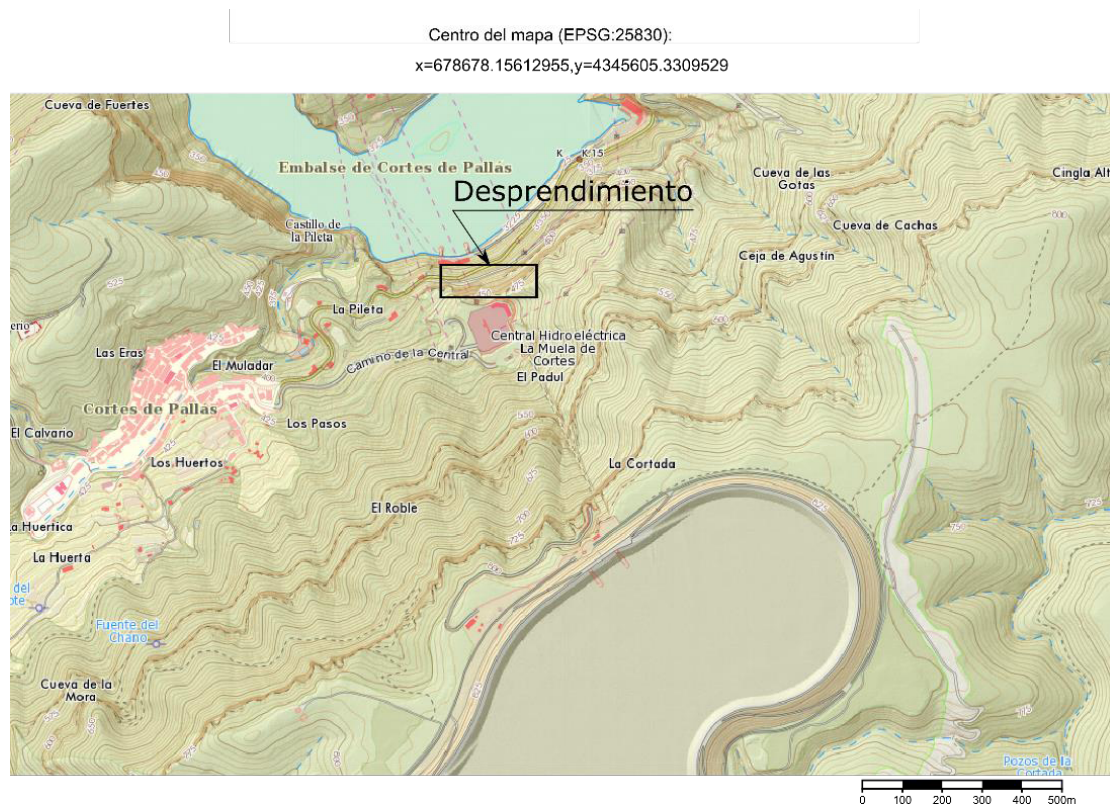


Fig. 2. Localización del caso de estudio. Fuente: <http://terrasit.gva.es/es/ver>.

central. La masa rocosa dependida se estimó en unos 8000 m³ y afectó a unos 100 m de la carretera CV-428. Este acceso es el único asfaltado a la localidad de Cortes de Pallás, la cual quedó sin comunicación durante varios meses. Además, las instalaciones de toma de agua de la central hidroeléctrica que la empresa eléctrica Iberdrola tiene bajo el escarpe quedaron también parcialmente sepultadas.

Las primeras observaciones de campo realizadas por técnicos del Instituto Geológico y Minero de España (IGME) tras el evento permitieron identificar el mecanismo de inestabilidad como un deslizamiento traslacional tipo cuña de un gran bloque de roca caliza con posterior caída y fragmentación de la masa inestable. Inmediatamente después la fase de emergencia, Iberdrola comenzó los trabajos de reconocimiento del talud, aún inestable y peligroso, realizando un vuelo mediante un RPAS con cámara óptica, con el que se obtuvieron un video y una serie de fotografías del talud.

Los técnicos del Área de Riesgos Geológicos del IGME desplazados a Cortes tras el evento (Fig. 3) realizaron una serie de observaciones en campo que permitieron definir el tipo y cinemática de la rotura (deslizamiento planar de una cuña de roca con posterior caída y fragmentación del material), estimar la morfometría y volumen del movimiento (7 980 m³) y determinar las posibles causas del movimiento (orientación desfavorable de



Fig. 3. Técnicos del IGME durante el reconocimiento de campo realizado en la fase de emergencia.



Fig. 4. (a) Nube de puntos generada con el software Agisoft Photoscan Professional Edition, con cuatro GCP insertados (P1 a P4); (b) Imagen adquirida con el RPAS en el que se ha insertado un GCP.

discontinuidades, contraste de permeabilidad, contraste de competencia (erosión diferencial), descompresión de tensiones naturales, lajamiento, vibraciones y aumento de presiones intersticiales en el macizo por saturación del suelo y presencia de agua en las grietas propiciada por lluvias precedentes). Entre las observaciones realizadas se obtuvieron datos de disposición espacial de las tres familias de juntas que definieron la cuña inestable: Familia S_0 planos de estratificación sub-horizontal (130-150/10-30), Familia 1 a la que pertenece la junta sobre la que deslizó principalmente el bloque principal (305-315/55-65) y la Familia 2 que individualiza la cuña (225-235/75-85).

A pesar de que estas fotografías no fueron tomadas según las recomendaciones de la técnica SfM (plan de vuelo arbitrario e inexistencia de dianas para GCP), en este trabajo se han empleado junto con puntos de control extraídos de una nube de puntos georreferenciada descargada del Centro de Descargas del CNIG (Instituto Geográfico Nacional, 2016). Esta

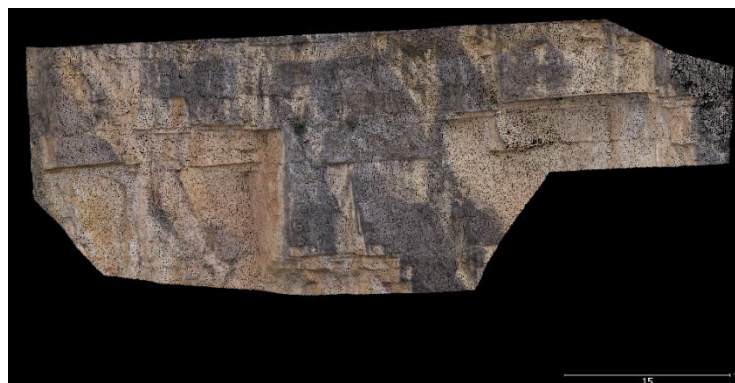


Fig. 5. Sector analizado del desprendimiento del talud. El sector se encuentra a la derecha del desprendimiento en la zona central del mismo.

Tabla 1. Ajuste por bloques (*blundle adjustment*) de los GCP.

GCP	X error (cm)	Y error (cm)	Z error (cm)	Total (cm)	Imagen (px)
P1	14.8062	7.45995	-12.5937	20.8201	1.181 (7)
P2	-42.1018	-13.2284	4.50677	44.3605	0.794 (4)
P3	24.4611	38.0809	6.65431	45.7469	0.415 (4)
P4	3.122	-30.2075	2.33613	30.4582	15.842 (3)
Total	25.4945	25.4622	7.56057	36.8165	6.523

nube de puntos corresponde con un vuelo LiDAR del año 2009, con una densidad de puntos aproximadamente de $0,4 \text{ pts m}^{-2}$. Esta nube de puntos está mejorada con la incorporación del color del punto RGB mediante el empleo de ortofotos. Con ello se ha obtenido de manera rápida y accesible, las coordenadas de puntos identificables tanto en las fotografías como en la nube de puntos LiDAR: intersección de carreteras, una estructura de hormigón, etc, que servirán como puntos de control para el escalado y orientación de la nube de puntos 3D.

El número de imágenes empleadas es de 48, con una altitud de vuelo media de 69 m. La resolución media de las imágenes es de $1,77 \text{ cm px}^{-1}$, y la superficie aproximada de la reconstrucción es de $0,0161 \text{ km}^2$. La cámara empleada es una NEX-5N de 18 mm, y la resolución de las imágenes es de 4912×3264 .

4 RESULTADOS

4.1 Nube de puntos

La nube de puntos generada se muestra en la Fig. 4 (a).

Para la generación del modelo digital se introdujeron cuatro GCP (Fig. 4 a), extraídos de la inspección visual de la nube de puntos LiDAR del PNOA (Instituto Geográfico Nacional

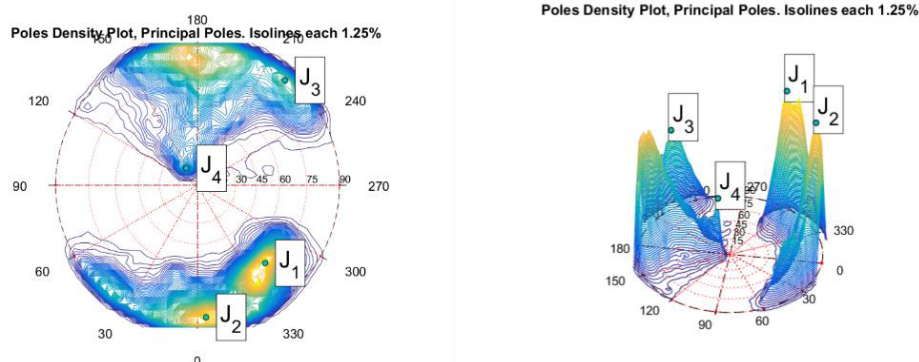


Fig. 6. Análisis de la densidad de polos para cada punto de la nube. Izquierda: proyección de la densidad de polos en 2D; derecha: vista de la densidad de polos en 3D.

de España, 2016), capturada en 2009. Los resultados del ajuste por bloques se muestran en la Tabla 1. Puesto que los GCP se extrajeron de una nube de puntos georreferenciada en ETRS89 (30N), la nube de puntos obtenida también está georreferenciada en este mismo sistema de referencia. La nube de puntos densa obtenida tiene 6 658 612 puntos, y se procesó con una calidad media, empleando un total de 19 minutos y 58 segundos. El tiempo empleado total para cargar las fotografías, descargar la nube de puntos del PNOA y extraer los cuatro puntos de control no superó los 30 minutos. Es decir, el tiempo total empleado en reconstruir la nube de puntos es de tan solo 45 minutos, aspecto que ilustra la agilidad del método propuesto.

El sector a analizar se muestra en la Fig. 5. Su elección se debe a que se muestran varias familias de discontinuidades planas, aproximadamente representadas por igual en superficie. Este sector tiene una extensión aproximada de $65 \times 25 \text{ m}^2$, y la nube consta de 379 089 puntos.

4.2 Análisis DSE del sector

Para cada punto se determina su vector normal asociado mediante la búsqueda de los 30 vecinos más próximos. Si se supera un test de coplanaridad del conjunto de puntos (Riquelme et al., 2014a), se representa el polo del vector normal en proyección estereográfica. Con todos los polos representados, se lleva a cabo un análisis estadístico analizando la función no paramétrica obtenida de aplicar la técnica *Kernel Density Estimation* (kde) (Botev, Grotowski, & Kroese, 2010). A priori, la Fig. 6 muestra que hay cuatro familias representadas en ese sector, cuyas direcciones se muestran en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Tabla 2. Familias de discontinuidades planas extraídas del sector analizado

	Dip dir / Dip [°]	Densidad	% de los puntos	Campo [°]
J ₁	319.01 / 71.92	1.9482	20.82	305-315 / 55-65
J ₂	356.31 / 85.87	1.8859	45.06	No identificada
J ₃	219.78 / 87.68	1.1375	22.02	225-235 / 75-85
J ₄	146.49 / 16.25	0.8222	3.77	130-150 / 10-30

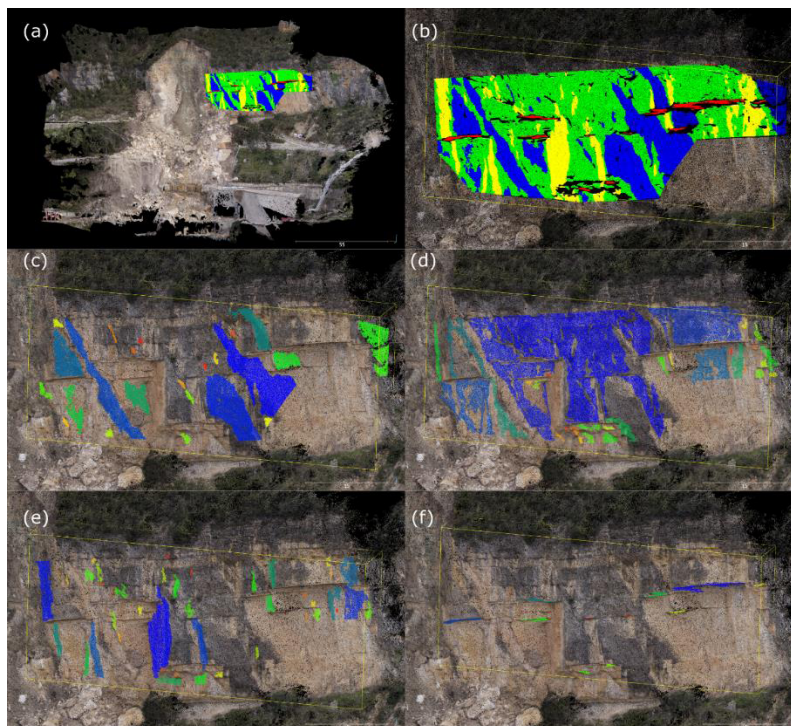


Fig. 7. (a) Vista de la clasificación de la nube de puntos superpuesta con una vista general del desprendimiento; (b) vista en detalle de las cuatro familias de discontinuidades; (c-f) vista de los puntos pertenecientes a las familias 1 a 4.

La Fig. 7 muestra la clasificación del sector, en el que cada punto se ha coloreado con un color según su familia o número de plano diferenciado en una misma familia. En la subfigura (b), la familia 1 corresponde con el color azul, la 2 con el verde, la 3 con el amarillo y la 4 con el rojo. La inspección visual permite observar cómo las familias 1, 3 y 4 son en efecto familias de discontinuidades planas, las cuales se distribuyen por todo el talud. Sin embargo, la familia 2 no es una familia de discontinuidades sino más bien el propio talud. De esta figura se observa cómo las familias 1, 3 y 4 han formado una cuña (colores azul, amarillo y rojo), la cual también se ha formado con una dimensión mucho mayor en el área desprendida. El tiempo empleado en analizar este sector es inferior a los 30 minutos.

Tabla 3. Cálculo de los factores de ajuste del índice SMR para el talud (173/88). A, B y C son los ángulos auxiliares para calcular los factores de ajuste F_1 , F_2 y F_3 respectivamente.

id	dip dir [°]	dip [°]	A [°]	B [°]	C [°]	Modo de fallo	F_1	F_2	F_3	F_4	$F_1 F_2 F_3$
J_1	320	72	33	7	160	Vuelco	0.15	1	-25	0	-4
J_2	356	86	3	8	174	Vuelco	1	1	-25	0	-25
J_3	220	88	47	8	0	Plana	0.15	1	-25	0	-4
J_4	146	16	27	1	-72	Plana	0.4	0.15	-60	0	-4

4.3 Análisis de los factores de ajuste del índice SMR

La dirección del talud se determinó mediante el ajuste de un plano a tres puntos de la zona desprendida (173/88°), como se muestra en la Tabla 3. En esta tabla se muestra que los factores de ajuste restan 4 puntos al índice SMR en el caso de J_1 , J_3 y J_4 , y de 25 en el caso de J_2 . Cabe considerar que esta última discontinuidad coincide con el propio plano del talud, que al tener la misma dirección hace que el factor de ajuste F_1 tenga un valor máximo. Igualmente, cabe destacar que en esta tabla no se ha tenido en cuenta el análisis de caída por cuñas ni bloques.

5 DISCUSIÓN

Evaluar el estado en el que se encuentra una zona afectada por un movimiento de ladera que ha afectado a bienes y/o personas es de vital importancia durante la fase de emergencia para el desarrollo seguro de las labores de rescate y estabilización. Así mismo, los datos de campo obtenidos durante estos primeros instantes son cruciales para una correcta caracterización del movimiento y el análisis de las posibles causas que lo desencadenaron.

En el caso de desprendimientos como el de Cortes de Pallás, la caracterización del macizo rocoso mediante la observación del estado y la disposición espacial en el que se encuentran la matriz rocosa y las discontinuidades, permitirá tomar decisiones de gestión y mitigación de la amenaza a corto y largo plazo.

Al comparar los datos obtenidos por los técnicos del IGME en campo con los obtenidos del análisis DSE presentados en la tabla 2 se observa como los resultados para la S_0 concuerdan con los de la J_4 , mientras que la Familia 1 difiere de la J_1 en el ángulo de buzamiento, y por último los de la Familia 2 correspondiente a la J_3 difieren algo en su dirección. Estas diferencias podrían deberse a que las condiciones de obtención de los datos de espaciales en campo no fueron idóneas ya que, salvo para los planos de estratificación, en ningún momento pudieron hacerse directamente sobre el escarpe y debieron estimarse mediante técnicas visuales.

El presente trabajo muestra que la obtención de un modelo 3D de la ladera y el análisis espacial mediante el programa DSE de las discontinuidades son una herramienta muy útil y

precisa para la caracterización de este tipo de inestabilidades.

6 CONCLUSIÓN

El trabajo de campo realizado por los técnicos en una situación de emergencia como esta se lleva a cabo en condiciones de presión debido la necesidad urgente de informar a las autoridades sobre, entre otras, la causa del evento y las medidas de seguridad a adoptar. Es necesario recopilar rápidamente información, y emitir un juicio para llevar a cabo las actuaciones oportunas. A pesar de contar con todo el apoyo de las autoridades, los escombros y las limitaciones físicas suponen un impedimento a la hora de tomar datos. En este trabajo se ha mostrado cómo, sin haber planificado una campaña de análisis de discontinuidades, se ha podido llevar a cabo un análisis sencillo y objetivo, empleando para su análisis un tiempo inferior a la hora y media. Se abre por tanto la posibilidad de utilizar la metodología descrita en este trabajo para poder proporcionar información de apoyo a los técnicos que trabajan en emergencias de forma remota. Esto supone un claro avance para la labor de los geólogos e ingenieros en estas situaciones.

7 AGRADECIMIENTOS

Las fotografías adquiridas mediante RPAS fueron cedidas por el Servicio de Explotación de Presas y Conservación de Obra Civil de Iberdrola Generación SAU. El reconocimiento de campo se llevó a cabo en el marco del proyecto MOVES, Base de datos de movimientos del terreno en España financiado por el IGME. Este trabajo ha estado parcialmente financiado por la Universidad de Alicante (proyectos vigrob-157, GRE140-4 y GRE15-19) y por el Ministerio de Economía y Competitividad (MINECO), los fondos EU FEDER bajo el proyecto TIN2014-55413-C2-2-P y la ayuda *Marie Skłodowska-Curie* (MSCA-IF-2015-705215) del Programa H2020 de la Unión Europea.

REFERENCIAS

- Abellán, A., Derron, M.-H., & Jaboyedoff, M. (2016). ‘Use of 3D Point Clouds in Geohazards’ Special Issue: Current Challenges and Future Trends. *Remote Sensing*, 8(2), 130. <http://doi.org/10.3390/rs8020130>
- Agisoft LLC. (2016). *Agisoft Photoscan User Manual: Professional Edition, V 1.2*. Agisoft LLC. Retrieved from http://www.agisoft.com/pdf/photoscan-pro_1_2_en.pdf
- Alho, P., Kukko, A., Hyyppä, H., Kaartinen, H., Hyyppä, J., & Jaakkola, A. (2009). Application of boat-based laser scanning for river survey. *Earth Surface Processes and Landforms*, 34(13), 1831–1838. <http://doi.org/10.1002/esp.1879>
- Botev, Z. I., Grotowski, J. F., & Kroese, D. P. (2010). Kernel density estimation via diffusion. *The Annals of Statistics*, 38(5), 2916–2957. <http://doi.org/10.1214/10-AOS799>
- Instituto Geográfico Nacional. (2016). Centro de Descargas del CNIG (IGN). Retrieved 28 December 2016, from <http://centrodedescargas.cnig.es/CentroDescargas/catalogo.do#selectedSerie>
- Instituto Geográfico Nacional de España. (2016). Plan Nacional de Ortofotografía Aérea (PNOA).

- Retrieved 9 September 2016, from <http://pnoa.ign.es/presentacion>
- Jaboyedoff, M., Metzger, R., Oppikofer, T., Couture, R., Derron, M.-H., Locat, J., & Turmel, D. (2007). New insight techniques to analyze rock-slope relief using DEM and 3D-imaging cloud points: COLTOP-3D software. In T. & Francis (Ed.), *Rock mechanics: Meeting Society's challenges and demands. Proceedings of the 1st Canada - U.S. Rock Mechanics Symposium, Vancouver, Canada, May 27-31, 2007* (Vol. 1, pp. 61–68).
- Jaboyedoff, M., Oppikofer, T., Abellán, A., Derron, M.-H., Loye, A., Metzger, R., & Pedrazzini, A. (2012). Use of LIDAR in landslide investigations: a review. *Natural Hazards*, 61(1), 5–28. <http://doi.org/10.1007/s11069-010-9634-2>
- James, M. R., & Robson, S. (2014). Mitigating systematic error in topographic models derived from UAV and ground-based image networks. *Earth Surface Processes and Landforms*, 39(10), 1413–1420. <http://doi.org/10.1002/esp.3609>
- Kukko, A., Kaartinen, H., Hyypä, J., & Chen, Y. (2012). Multiplatform Mobile Laser Scanning: Usability and Performance. *Sensors*, 12(12), 11712–11733. <http://doi.org/10.3390/s120911712>
- Lai, P., Samson, C., & Bose, P. (2014). Visual enhancement of 3D images of rock faces for fracture mapping. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 72, 325–335. <http://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2014.09.016>
- Lato, M. J., & Vöge, M. (2012). Automated mapping of rock discontinuities in 3D lidar and photogrammetry models. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 54, 150–158. <http://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2012.06.003>
- Riquelme, A. (2015). *Uso de nubes de puntos 3D para identificación y caracterización de familias de discontinuidades planas en afloramientos rocosos y evaluación de la calidad geomecánica*. Universidad de Alicante. Retrieved from <http://rua.ua.es/dspace/handle/10045/51107>
- Riquelme, A., Abellán, A., & Tomás, R. (2015). Discontinuity spacing analysis in rock masses using 3D point clouds. *Eng. Geol.*, 195, 185–195. <http://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.06.009>
- Riquelme, A., Abellán, A., Tomás, R., & Jaboyedoff, M. (2014a). A new approach for semi-automatic rock mass joints recognition from 3D point clouds. *Computers & Geosciences*, 68(0), 38–52. <http://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.cageo.2014.03.014>
- Riquelme, A., Abellán, A., Tomás, R., & Jaboyedoff, M. (2014b). Discontinuity Set Extractor. Alicante, Spain: Institutional Repository of the University of Alicante. Retrieved from <http://rua.ua.es/dspace/handle/10045/50025>
- Riquelme, A., Cano, M., Tomás, R., & Abellán, A. (2016). Using open-source software for extracting geomechanical parameters of a rock mass from 3D point clouds: Discontinuity Set Extractor and SMRTool. In *Rock Mechanics & Rock Engineering: From the Past to the Future* (Vol. 2, pp. 1091–1096). in collection, Ulusay, R.; Aydan, Ö; Gerçek, H.; Hindistan, M.; Tuncay, E.
- Riquelme, A., Tomás, R., & Abellán, A. (2016). Characterization of rock slopes through slope mass rating using 3D point clouds. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 84, 165–176. <http://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.12.008>
- Slob, S., Turner, A. k., Bruining, J., & Hack, H. R. G. K. (2010). *Automated rock mass characterisation using 3-D terrestrial laser scanning*. TU Delft, Delft University of Technology. <http://doi.org/0166077>
- Vöge, M., Lato, M. J., & Diederichs, M. S. (2013). Automated rockmass discontinuity mapping from 3-dimensional surface data. *Engineering Geology*, 164, 155–162. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.07.008>

CARACTERIZACIÓN GEOMORFOLÓGICA Y ESTRUCTURAL DE ZONAS DE SALIDA DE BLOQUES EN UNA PARED ROCOSA AFECTADA POR DESPRENDIMIENTOS

Xabier BLANCH*, Marta GUINAU* y Manuel Jesús ROYÁN*

*RISK NAT, Dpt. de Dinàmica de la Terra i de l'Oceà, Facultat de Ciències de la Terra, Universitat de Barcelona. (xabierblanch@ub.edu)

RESUMEN

El macizo de Montserrat es una de las zonas turísticas más visitadas de Cataluña debido al peculiar relieve de sus cimas, a su cercanía con la ciudad de Barcelona y a la presencia de monasterios religiosos. Pero a su vez, también forman parte del macizo de Montserrat las inestabilidades de laderas y las avenidas torrenciales que han dañado en varias ocasiones las infraestructuras de acceso, así como algunos de los edificios de servicio que se encuentran en la montaña. Por este motivo el macizo es un foco de atracción para el estudio de los riesgos geológicos. Este trabajo presenta los resultados de la detección de desprendimientos de roca así como su relación con las discontinuidades existentes en un escarpe que no ha sido estudiado con anterioridad y que afecta a la carretera que une Collbató con Monistrol de Montserrat. El trabajo se realiza a partir de datos LiDAR y fotogramétricos que permiten detectar desprendimientos, calcular sus volúmenes y obtener la relación magnitud-frecuencia. De esta manera mediante la aplicación de análisis estructurales se obtiene la relación entre desprendimientos y las fracturas que los generan.

1. INTRODUCCIÓN

El macizo de Montserrat está situado en la zona central de Cataluña, forma parte de la Cordillera Prelitoral Catalana y presenta un relieve genuino y característico que lo hace fácilmente identificable desde cualquier punto de vista. El punto más alto corresponde a Sant Jeroni (1.236 m) y debido a su proximidad con Barcelona, a su relieve característico y a la sacralización del macizo (teniendo como máximo referente el Santuario de Montserrat) se ha convertido en uno de los pocos lugares turísticos de Cataluña que recibe más de 2,4 millones de visitantes al año. Sin embargo, fenómenos naturales como desprendimientos de roca, deslizamientos o corrientes de derrubios afectan de manera permanente el macizo suponiendo un gran riesgo para los visitantes (Copons, 2008). A pesar de que las magnitudes de estos episodios son muy variables, en los últimos años se han desencadenado procesos significativamente relevantes que han implicado cuantiosas destrozas y pérdidas económicas.

Casos como el aguacero de junio del 2000 donde se produjeron más de 200 deslizamientos y un gran flujo hiperconcentrado - corriente de derrubios (Copons, 2008) que destruyó parte de las instalaciones del Monasterio (Fig. 1a y 1b) o como los desprendimientos de finales del 2008 donde quedaron cortados durante meses todos los accesos al Monasterio excepto

el aéreo (López y Campos, 2009) (Fig. 1c y 1d) demuestran la severidad de los efectos que producen estos episodios y justifican la necesidad de investigar, caracterizar y cuantificar los riesgos geológicos que se producen.

Una de las herramientas que a lo largo de la última década se está utilizando para las investigaciones de desprendimientos de rocas son las nubes de puntos obtenidas mediante LiDAR y fotogrametría (Abellán et al., 2014). Por este motivo desde 2007 se están implementando estas técnicas en diferentes localidades del macizo de Montserrat, abordando diferentes aspectos que permiten caracterizar los desprendimientos de roca. Estos estudios incluyen: a) el análisis estructural de los escarpes rocosos y su relación con la inestabilidad de los mismos; b) la detección de desprendimientos y el análisis de la relación magnitud-frecuencia de estos, incluyendo desprendimientos de pequeña magnitud (a partir de $0,01\text{m}^3$) anteriormente indetectables; y c) el monitoreo del desplazamiento de bloques inestables. (Blanch et al., 2017a)

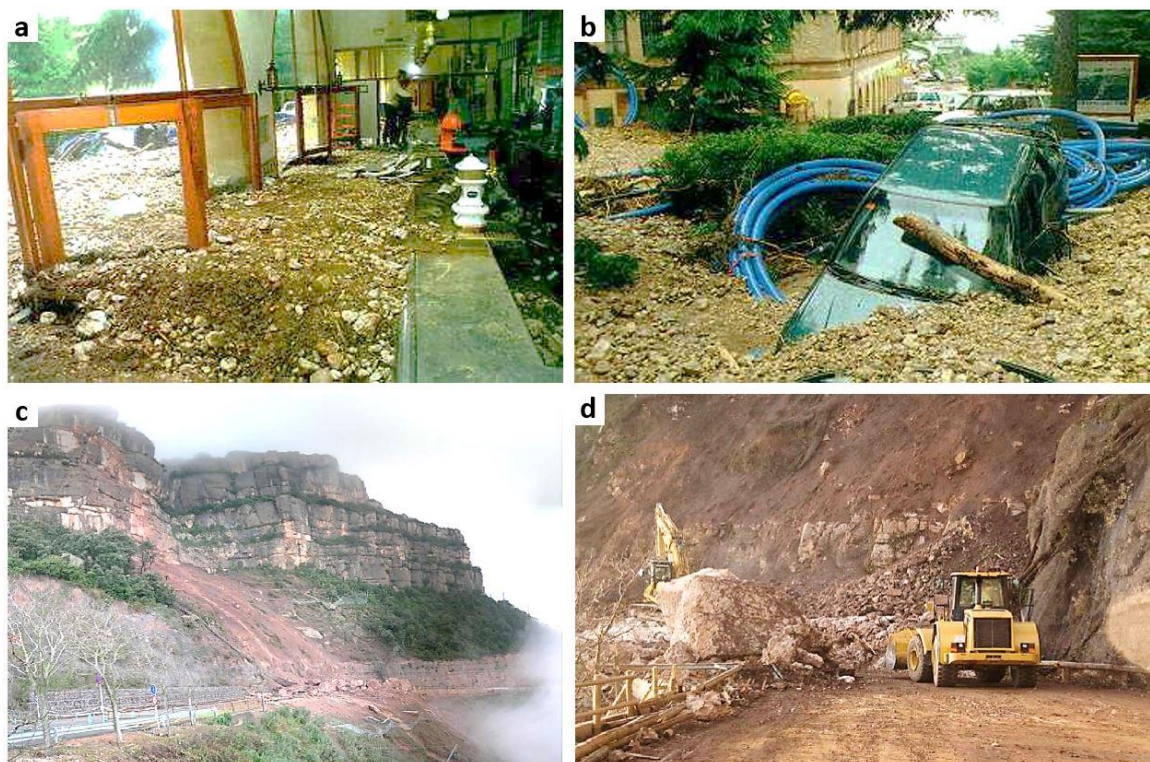


Figura 1. a) y b) Afectaciones en las edificaciones de servicios del monasterio (2000). c) y d) Desprendimientos en la carretera de acceso (2008). Fotografías extraídas de artículos de prensa.

2. ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio se sitúa en el extremo sureste del macizo de Montserrat (Fig. 2a). El escarpe se encuentra en el Clot d'en Casanelles en el punto kilométrico 3,5 de la carretera B-112 que une las poblaciones de Collbató y Monistrol de Montserrat (Fig. 2b). Este escarpe vertical tiene una altura de 75 m y una longitud de 150 m (Fig. 2c).

El macizo de Montserrat está formado por diferentes niveles de conglomerados intercalados con niveles menos potentes de areniscas y arcillas del Eoceno Inferior que sedimentaron en forma de abanico aluvial en el borde meridional de la cuenca del Ebro (Anadón y Marzo, 1975; Alsaker et al., 1996; López-Blanco, 2006). Los esfuerzos estructurales que afectaron al macizo durante la orogenia alpina generaron las fracturas que comprometen la estabilidad del macizo en la actualidad. Esta configuración, con dos familias de fracturas prácticamente ortogonales entre sí, y los procesos erosivos concentrados en ellas, dan a la montaña su peculiar relieve, caracterizado por las famosas agujas y pináculos.

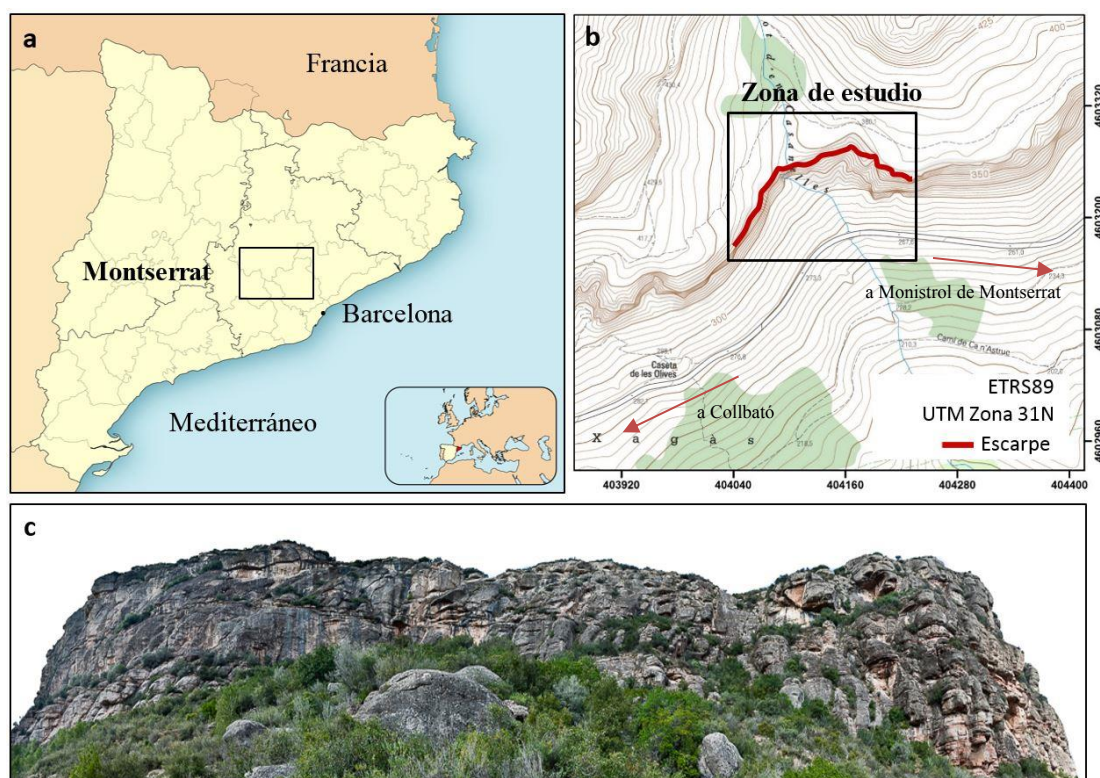


Figura 2. a) Mapa de situación general. b) Localización de la zona estudiada. c) Fotografía del escarpe analizado.

3. METODOLOGÍA

3.1. Detección y análisis de desprendimientos

La metodología empleada en la detección de desprendimientos se muestra en la Figura 3 y se describe a en los siguientes apartados. Este flujo de trabajo se basa en una modificación de la metodología empleada con éxito en trabajos anteriores como Royán (2015) o Blanch (2015).

3.1.1. Adquisición de datos

Las nubes de puntos utilizadas en este trabajo han sido capturadas mediante un LiDAR terrestre ILRIS-3D (Optech). Esta instrumentación permite obtener las coordenadas (X, Y,Z) de una serie de puntos del terreno escaneado con una precisión de 7 milímetros cuando



Figura 3. Metodología utilizada en el trabajo. Los colores relacionan los programas utilizados.

se escanea a una distancia de 100 metros (datos de fabricante). Además, también se almacena la intensidad, que corresponde a la energía con la que vuelve el rayo láser al aparato y que depende de la distancia, la atmósfera y el material donde el rayo de luz rebota.

Para cubrir el área de estudio se realizan 4 escaneos desde una distancia media del escarpe de 95 m, con una superposición del 35%. El espaciado entre los puntos que conforman la nube de puntos es de entre 4 y 6 cm. Para este estudio se han utilizado 2 capturas de datos. La primera corresponde al 7 de julio de 2015 y la segunda corresponde al 4 de diciembre de 2015. Siendo el espaciado entre capturas de 150 días.

3.1.2. Alineación y comparación de la nube de puntos

La alineación de la nube de puntos se realiza siguiendo la metodología descrita en Blanch et al., (2017b). No obstante, la comparación entre la nube de puntos (Julio vs Diciembre) se realiza con el algoritmo M3C2 (Lague et al., 2013) que permite obtener una comparación entre dos nubes de puntos de manera más precisa que los métodos utilizados en trabajos anteriores como Royán (2015). Este algoritmo de cálculo se encuentra integrado en el software de libre distribución CloudCompare V2.

El algoritmo M3C2, a diferencia de la comparación estándar punto a punto entre dos nubes de puntos distintas, hace una búsqueda más armonizada y da como resultado el valor medio de la distancia de los puntos que se encuentran en un determinado cilindro. Este método reduce los errores relacionados con la rugosidad, minimiza las distancias encontradas y define mejor los desprendimientos.

La desviación estándar (σ) obtenida al comparar dos zonas sin deformación mediante el algoritmo M3C2 en la zona de estudio es de 0,76 cm lo que permite usar diferencias de 1,5 cm (2σ) como valor de corte para la eliminación de ruido (95% de intervalo de confianza).

3.1.3. Detección de desprendimientos y cálculo de volúmenes.

Para detectar los desprendimientos ocurridos en el escarpe durante el período de monitoreo, se realiza una comparación de las nubes de puntos analizadas mediante el algoritmo DBSCAN, metodología descrita por Tonini y Abellán (2014). Las diferencias obtenidas en la comparación de las dos capturas de datos se interpretan como pérdida de material cuando el valor de la diferencia es negativo. Dadas las características de la pared y después de las observaciones realizadas en el campo en este trabajo se interpretan todas las pérdidas de material como desprendimientos producidos por mecanismos de desprendimiento (rockfall)

o vuelco (block toppling) (Hung et al., 2014). Una vez detectados los desprendimientos ocurridos durante el período monitoreado, se calcula el volumen de cada uno de ellos, siguiendo la metodología descrita en Blanch et al., (2017b).

3.2. Análisis estructural

La Figura 4 muestra el flujo de trabajo con la metodología utilizada para el análisis estructural. Esta flujo de trabajo está basado en una modificación de la metodología empleada con éxito en trabajos anteriores como García-Sellés et al., (2011) o Santana et al., (2012).



Figura 4. Metodología utilizada en el análisis estructural. Los colores relacionan los programas utilizados.

3.2.1. Adquisición de datos

La adquisición de datos para el análisis estructural se realiza mediante dos sistemas, el sistema LiDAR ampliamente desarrollado en trabajos anteriores (Royán 2015) y el sistema fotogramétrico. Las fotografías digitales requeridas para generar el modelo fotogramétrico han sido capturadas con una cámara fotográfica Nikon D7200 que tiene un sensor de 23,5 mm x 15,6 mm y registra la información en 24,2 megapíxeles. El cuerpo se ha acompañado de una óptica fija de 35 mm de distancia focal con apertura máxima de diafragma de 1,8. Para los casos donde debido a la proximidad del escarpe se requiere una distancia focal inferior, se utiliza una óptica zoom con una distancia focal de 18-105 mm y una apertura máxima de diafragma de 3,5.

Las fotografías se capturan en formato RAW y JPEG sin compresión. Para realizar el modelo 3D, se utiliza directamente los formatos JPEG. Las capturas se realizan fijando la apertura del diafragma a f3.5 al ser la abertura que menos aberraciones cromáticas y distorsiones generan en el objetivo de 35 mm, mientras que para el objetivo 18-105 mm se utiliza una abertura de f5.6. En total han sido realizadas 202 capturas desde 12 posiciones diferentes para poder obtener información de todo el escarpe desde diferentes ángulos para minimizar las zonas de sombra. Las fotografías se han realizado garantizando una superposición entre imágenes de como mínimo el 50% y manteniendo en todo momento el plano focal de la cámara lo más perpendicular posible con el escarpe.

3.2.2. Regresión Planar

A partir de los datos LiDAR alineados y georreferenciados se procede a realizar la regresión planar. Con el programa SEFL (García-Sellés et al., 2011). La regresión planar consiste en asimilar a un conjunto de puntos un plano que los contenga. Para realizar este procedimiento es necesario indicar un radio de búsqueda donde se aplica un análisis del momento de inercia que obtiene como resultado una matriz con los vectores que unen cada punto vecino respecto al centro de masas de todos los puntos inscritos dentro del radio establecido. De esta manera, a partir de la matriz obtenida se pueden calcular los valores propios (VAPS) y los vectores propios (VEPS).

El valor propio VAP1 y el vector propio VEP1 corresponden a la orientación donde está la máxima densidad de vectores, por el contrario, el VAP3 y el VEP3 corresponde a la orientación con la mínima densidad de vectores y al máximo momento de inercia, siendo el polo del plano que mejor se ajusta. El proceso calcula la coplanariedad (M) y la colinealidad (K), parámetros que permiten validar la calidad del ajuste del plano. La M indica el grado de ajuste a un plano ideal mientras que K indica la confianza de las orientaciones obtenidas.

3.2.3. Identificación de familias

Después de realizar un filtraje eliminando los puntos con valores pequeños de M y K se eligen dos zonas de estudio para la identificación de familias (Zona A y Zona B – Fig. 5). La selección de las zonas de estudio se realiza considerando las zonas donde hay más densidad de datos LiDAR, donde éstos han sido capturados con más precisión (zonas lo más perpendiculares posibles a la visual del LiDAR) y donde se pueden identificar el máximo número de familias.

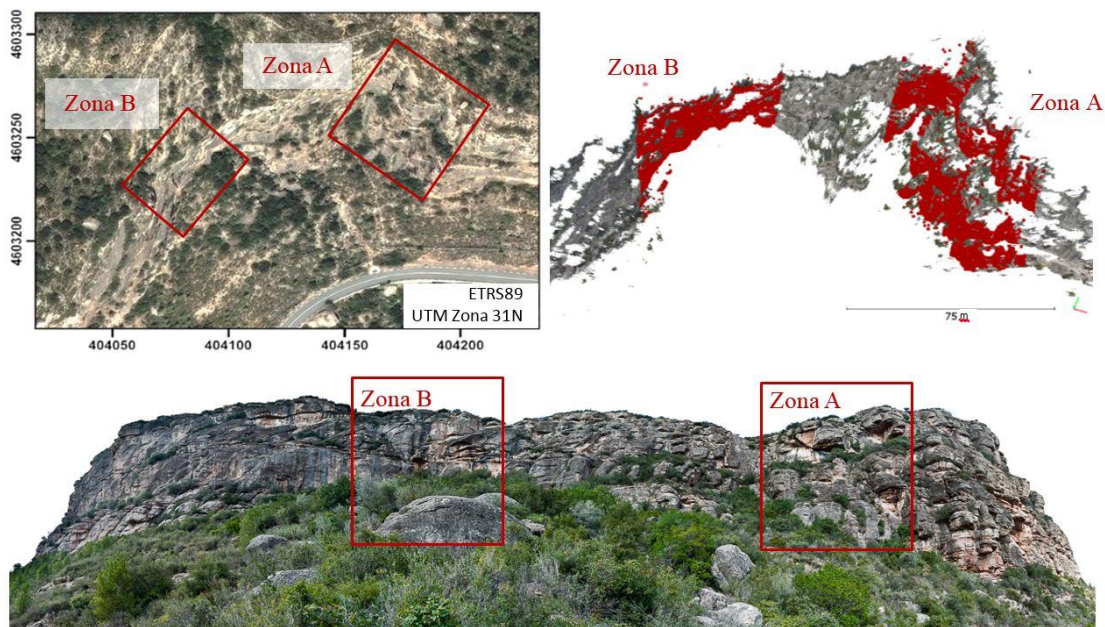


Figura 5. Situación de las zonas A y B seleccionadas para identificar las familias de fracturas.

Para realizar la discretización de las superficies de las discontinuidades identificadas en las zonas A y B, se busca un sector de las dos zonas seleccionadas donde un plano determinado este bien definido. Frente a este plano, de manera visual mediante el programa CloudCompare V2 se filtran los valores de orientación y buzamiento hasta obtener los rangos que conforman la misma superficie seleccionada. Posteriormente se comprueba si la agrupación de puntos que conforman el plano conjugado ($\pm 180^\circ$) forma parte de la misma posible familia identificada.

De este modo, y ampliando el proceso a diferentes sectores de las diferentes zonas de estudio y ajustando los rangos de manera iterativa se determinan las agrupaciones de superficies que conforman las familias. Estos rangos de orientación y buzamiento se exportan para poderlos representar con una proyección estereográfica mediante programas específicos.

3.2.4. Modelo fotogramétrico

La generación de nubes de puntos para encontrar la relación entre bloques de salida y fracturación a partir de datos fotogramétricos se realiza con el programa Agisoft PhotoScan y el flujo de trabajo se sintetiza en los siguientes pasos: a) Selección de imágenes que conformaran el modelo; b) Aplicación de una máscara de trabajo; c) Búsqueda de puntos homólogos y alineación y d) Generación de la nube de puntos.

La máscara de trabajo se aplica para eliminar el cielo y las zonas de vegetación. Este paso se utiliza para mejorar la calidad de la alineación de las fotografías. Con las imágenes seleccionadas y las máscaras definidas se realiza la búsqueda de puntos homólogos y la correspondiente alineación. Agisoft PhotoScan realiza una búsqueda de puntos homólogos entre las diferentes fotografías y aplica las transformaciones necesarias para obtener la posición relativa de las diferentes cámaras (puntos desde donde se han tomado las fotografías). Este proceso realizado de manera iterativa permite definir con precisión las posiciones de las cámaras y sus parámetros de calibración. A partir de las posiciones de las cámaras y con la información RGB de las fotografías se genera una nube de puntos tridimensional que permite ser trabajada de la misma manera que la nube de puntos LiDAR.

3.2.5. Relación entre zonas de salida de bloques y fracturación

Para obtener la relación entre zonas de salida de desprendimientos y discontinuidades detectadas se utiliza el modelo fotogramétrico ya que define mejor que los datos LiDAR (mayor densidad de puntos, información RGB y menos zonas de sombras) las zonas de salida de desprendimientos.

Para obtener la relación se realiza un análisis estadístico en 70 zonas donde se observa una cicatriz de salida o arranque de un desprendimiento. En estas zonas se evalúan los planos que conforman cada zona de salida mediante el módulo qFacets de CloudCompare (Dewez et al., 2016).

Para realizar el mejor ajuste se trata de manera individual cada una de las 70 zonas de salida

identificadas. A cada zona se aplica el módulo qFacets para generar los planos que definen correctamente las discontinuidades que limitan la zona de salida. El trabajo individual de cada zona de salida evita que se sobre represente con más de un plano una misma superficie y por el contrario, evita que dos familias de discontinuidades diferentes queden infravaloradas mediante la generación de un único plano medio a las dos direcciones de las superficies que delimitan el desprendimiento.

Una vez se obtienen los planos que conforman las diferentes zonas de salida se exportan las direcciones de capa y buzamientos obtenidos para trabajar de manera estadística los datos.

5. RESULTADOS

5.1 Detección y análisis de desprendimientos

En el escarpe estudiado han sido detectados 30 desprendimientos. Estos desprendimientos tienen magnitudes comprendidas entre $0,0039 \text{ dm}^3$ (que equivale a un cubo de 3,5 cm de lado) y $14,0 \text{ dm}^3$ (que equivale a un cubo de 24 cm de lado). La suma de los volúmenes de todos los desprendimientos detectados corresponde a $42,0 \text{ dm}^3$. La actividad detectada en el escarpe es bastante homogénea en cuanto a la magnitud de los desprendimientos. A excepción del desprendimiento más grande ($14,0 \text{ dm}^3$) todos los desprendimientos son inferiores al 10 dm^3 y un 83% de los desprendimientos son inferiores a 1 dm^3 . Por este motivo, y a falta de haber detectado desprendimientos más relevantes, se observa que la mayoría de desprendimientos que se producen en el escarpe son de baja magnitud.

La localización de los desprendimientos detectados se reparte de manera aleatoria por toda la zona de estudio sin detectarse ninguna zona donde haya una mayor concentración de desprendimientos.

La relación magnitud-frecuencia acumulada obtenida tras analizar los resultados se presenta en la Figura 6a. Esta relación define la magnitud como el volumen en m^3 de los desprendimientos detectados mientras que la frecuencia corresponde al número acumulado de veces que se produce un evento de una determinada magnitud. Esta relación se puede ajustar mediante una ecuación potencial de ajuste (ecuación 1) que caracteriza la zona de estudio y que permite compararla con otras zonas estudiadas.

$$F = 0.0516 \cdot v^{-0.708} \quad (1)$$

5.2 Análisis estructural

El análisis estructural determina un conjunto de planos estructurales con rangos similares de orientación que permiten asociarlos a las familias de fracturas que definen estructuralmente el escarpe. Para determinar una orientación y un buzamiento único para cada una de las 6 familias identificadas se calcula el valor medio ponderado por el número de puntos que conforman los planos asociados a cada familia, obteniendo los siguientes resultados (Tabla 1).

<i>Familia</i>	<i>Orientación y buzamiento</i>	<i>Número de puntos</i>
<i>Familia 1</i>	196/75	552.785
<i>Familia 2</i>	230/79	111.862
<i>Familia 3</i>	274/81	597.755
<i>Familia 4</i>	054/80	103.025
<i>Familia 5</i>	147/78	248.430
<i>Familia 6</i>	335/80	218.321

Tabla 1. Orientación y buzamiento medio y número de puntos de las familias identificadas

5.3 Relación zonas de salida y fracturación

Para obtener la relación entre las zonas de salida y las discontinuidades identificadas han sido analizadas 70 zonas de salida de las que se han obtenido 254 superficies. Al analizar estadísticamente las superficies se detecta que la familia 1 y la familia 5 son las familias de fracturas que más delimitan las zonas de salida analizadas. Por el contrario, las familias 2 y 4 son las que menos se han detectado en dichas zonas de salida (Fig. 6b).

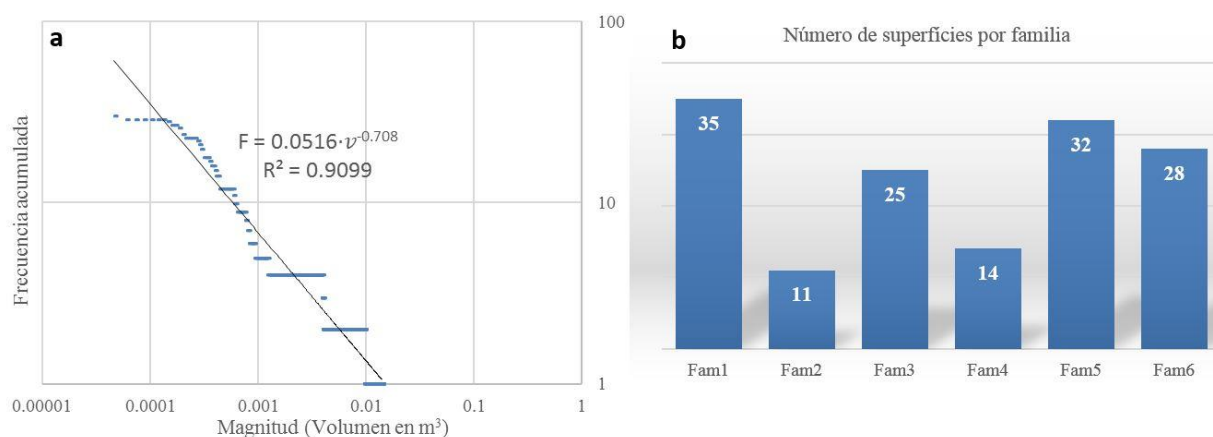


Figura 6. a) Relación magnitud-frecuencia acumulada. b) Relación entre planos estructurales que limitan zonas de salida y familias

6. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

La comparación de los resultados obtenidos en el análisis de la relación magnitud-frecuencia acumulada concuerda con otros trabajos que analizan esta relación en otros escarpes utilizando la misma metodología. (Blanch et al., 2017b).

La relación magnitud-frecuencia muestra como a medida que la magnitud disminuye y la frecuencia aumenta la curva potencial de ajuste se aleja de los resultados. Este hecho que está discutido en la bibliografía y es conocido como *rollover* (Van Den Eeckhaut et al., 2007

y Malamud et al., 2004) puede estar indicando que la metodología empleada no es capaz de detectar todos los desprendimientos de magnitud muy pequeña que se producen.

La curva magnitud-frecuencia obtenida no representa los órdenes de magnitud que se observan en el escarpe (a través de zonas de salida o de bloque ya desprendidos) y además se observa como la curva calculada no se ajusta bien a los desprendimientos mayores y menos frecuentes. Esto último, se justifica por la escasez del período estudiado ya que sólo han sido utilizadas dos capturas realizadas con 6 meses de diferencia. Durante este periodo se han detectado 30 desprendimientos de pequeña magnitud y ninguno de magnitud mediana o grande. Hay que remarcar que, si se hubiera dispuesto de más tiempo, con eventos más relevantes la distribución cambiaría de tal manera que la ecuación de ajuste absorbería mucho mejor la variabilidad de los datos.

Por este motivo se considera que el escarpe no ha quedado perfectamente caracterizado y se considera que la continuación del monitoreo de desprendimientos en este emplazamiento permitirá obtener más datos y realizar análisis más completos.

El valor de corte utilizado para filtrar el ruido después de realizar la comparación con el algoritmo M3C2 es $[0,015]$ m, este valor se estima a partir del cálculo del error instrumental y metodológico para la zona de estudio concreta. Para calcularlo se realiza una comparación de dos zonas donde no existe ninguna deformación y se calcula la desviación estándar de los resultados obtenidos. El umbral de filtro obtenido es la mitad del utilizado en otros trabajos como Royán (2015) o Blanch (2017b) y es por este motivo que se obtienen dimensiones mínimas muy por debajo de lo calculado en sendos trabajos.

Los resultados obtenidos en la caracterización del macizo rocoso mediante LiDAR son muy favorables. Las familias detectadas se pueden identificar en otros estudios realizados en otros lugares del mismo macizo (Tabla 2). Además, los datos obtenidos han sido comparados con los datos medidos en el afloramiento mediante más de 60 medidas de brújula e inclinómetro. Para obtener las 6 familias identificadas se ha despreciado cualquier plano con un buzamiento inferior a 45° . Por este motivo quedan fuera de la identificación los planos que se generan debido a la estratificación subhorizontal del macizo. De la misma manera, en la posterior relación de zonas de salida con planos estructurales tampoco se tiene en cuenta la estratificación subhorizontal.

En la comparación de la Tabla 2 se observa que todas las familias identificadas han sido medidas con anterioridad por otros autores. Hay que poner en relevancia que la mayoría de las familias están identificadas en todos o casi todos los estudios realizados. Este hecho corrobora que hay fracturas que actúan de manera general y se identifican, por lo general, en todo el macizo (Alsaker et al, 1996). Por el contrario, también se obtienen familias que no han sido identificadas de forma general en todos los estudios. Este hecho se atribuye a que son familias que actúan de manera local en determinados afloramientos.

<i>Familia</i>	<i>Orientación y buzamiento</i>	<i>Número de puntos</i>	<i>Royán (2013)</i>	<i>Alsaker (1996)</i>	<i>Documento UB LiDAR</i>
<i>Familia 1</i>	196/75*	552.785	Familia 1 (71/182*)	Set E / Set C	Familia 1 (86/014)
<i>Familia 2</i>	230/79*	111.862	Familia 2 (81/225*)	Set B _{NW}	Familia 2 (85/038)
<i>Familia 3</i>	274/81*	597.755	Familia 4 (73/103)	Set A	Familia 4 (78/096)
<i>Familia 4</i>	054/80	103.025	Familia 3 (83/254*)		Familia 3 (85/065)
<i>Familia 5</i>	147/78	248.430	Familia 6 (72/144)	Set B _{NE}	Familia 6 (83/141)
<i>Familia 6</i>	335/80*	218.321	-	Set B _{NE}	-

Tabla 2. Comparación de los resultados obtenidos en el afloramiento con otras medidas obtenidas en el macizo.

* Indica superficies conjugadas

De la misma manera, en este estudio no se han identificado algunas orientaciones que caracterizan familias de discontinuidades en otras localidades del macizo. Esto puede ser debido a que la expresión de estas familias en nuestro afloramiento es en forma de lineaciones, sin generar planos, circunstancia que las hace indetectables con la metodología utilizada.

También hay que remarcar que el uso de esta metodología para identificar familias estructurales requiere una componente subjetiva para delimitar los rangos que conforman cada familia. Este proceder, en macizos como el de Montserrat caracterizado por tener fracturas ortogonales y con una fuerte erosión de los vértices que tiende a formar bloques redondeados conlleva dificultades añadidas.

La relación que se obtiene al cruzar las familias identificadas con las zonas de salida muestra que sí que existe un conjunto de orientaciones predominantes en la formación de dichas zonas. Estas familias identificadas son las responsables de generar las cuñas que conforman la mayoría de los desprendimientos.

Debido a que el estudio está focalizado en las zonas de salida (desprendimientos pasados), en trabajos futuros se debería relacionar las familias con el inventario de desprendimientos que poco a poco se va generando para poder determinar qué conjuntos de discontinuidades están participando actualmente de manera activa en la generación de desprendimientos.

REFERENCIAS

- Abellán, A., Derron, M.-H., Jaboyedoff, M., 2016. "Use of 3D Point Clouds in Geohazards" Special Issue: Current Challenges and Future Trends. *Remote Sens.*, 8, 130, doi:10.3390/rs8020130
- Agisoft Photoscan, 2013. *Agisoft PhotoScan User Manual Professional*, Edition V1.0.0.
- Alsaker, E., Gabrielsen, R., Roca, E. 1996. The significance of the fracture pattern of the Late-Eocene Montserrat fan-delta, Catalan Coastal Ranges (NE Spain). *Tectonophysics, Issue 266*, pp. 465-491.
- Anadón, P. y Marzo, M., 1975. Montserrat mollassic sedimentation, a general view. *IX Congr. Int. Sedim. Nice.*, pp. 20: 41-4.
- Blanch, X., 2015. *Anàlisi de l'evolució de despreniments a partir de dades LiDAR a l'escarpament de Puigcerçós (Pallars Jussà)*. Trabajo Final de Máster. Directores: Marta Guinau Sellés y Manuel Jesús Royán Cordero. Universitat Autònoma de Barcelona y universitat de Barcelona. <http://diposit.ub.edu/dspace/handle/2445/67095>
- Blanch, X., Royán, M.J., Guinau, M., García-Sellés D., Vilaplana J.M., 2017a. 10 Years of rockfall analysis in Montserrat (NE Spain). *6th Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection*. 22 – 24 mayo 2017, Barcelona.
- Blanch, X., Guinau, M., Royán, M.J., 2017b. Análisis de la evolución de desprendimientos a partir de datos LiDAR en el escarpe de Puigcerçós (Pallars Jussà – Cataluña). *IX Simposio Nacional Sobre Taludes y Laderas Inestables*. 27-30 junio 2017 Santander.
- Copons, R., 2008. *El risc d'esllavissades a Catalunya*. RISKAT, pp. 1-35.
- Dewez, T. J. B., Girardeau-Montaut, D., Allanic, C., Rohmer, J., 2016. Facets: A Cloudcompare plugin to extract geological planes from unstructured 3d point clouds, *Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spatial Inf.*
- Gal·la Requena, M., 2010. *Caracterització de les zones de sortida de despreniments de la paret de Degotalls (Montserrat)*. Trabajo Final de Carrera.
- García-Sellés, D., Falivene, O., Arbués, P., Gratacos, S., Tavani, S., Muñoz, J.A., 2011. Supervised identification and reconstruction of near-planar geological surfaces from terrestrial laser scanning. *Computers & Geosciences*, pp. 1584-1594.
- Hungr, O., Leroueil, S., Picarelli, L., 2014. The Varnes classification of landslide types, an update.. *Landslides*, Volum 11, pp. 167-194.
- Lague, D., Brodu, N., Leroux, J., 2013. Accurate 3D comparison of complex topography with terrestrial laser scanner: application to the Rangitikei canyon (N-Z). *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*. Volume 82, August 2013, Pages 10–26
- Lopez y Camps, J., 2009. *Crònica d'una esllavissada*. *Butlletí del Santuari*, Volum 83.
- López-Blanco, M., 2006. Stratigraphic and tectonosedimentary development of the Eocene Sant Llorenç del Munt and Montserrat fan-delta complexes (Southeast Ebro basin margins, Notheast Spain). *Contributions to Science*, Volum 3, pp. 125-148.
- Malamud, B., Turcotte, D., Guzzetti, F. & Reichenbach, P., 2004. Landslide inventories and their statistical properties. *Earth Surf. Process Landforms* 29, pp. 687-711.
- Royán, M. J., 2015. *Caracterización y predicción de desprendimientos de rocas mediante LiDAR Terrestre*. Tesis doctoral.
- Royan, M. J., Abellán, A., Jaboyedoff, M., Vilaplana, J.M., Calvet, J. 2014. Spatio-temporal analysis of rockfall prefailure deformation using Terrestrial LiDAR. *Landslides*, 11(4), pp. 697-709.
- Tonini, M. y Abellán, A., 2014 'Rockfall detection from terrestrial LiDAR point clouds: A clustering approach using R', *Journal of Spatial Information Science*, no. 8, pp. 95-110
- Van Den Eeckhaut, M., Poesen, J., Govers, G., Verstraeten, G., Demoulin, A., 2007. Characteristics of the size distribution of recent and historical landslides in a populated hilly region. *Earth Planet Sci. Lett.*, 256,, p. 588-603.

Santander, Junio 2017

E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)

CIMNE, Barcelona, 2017

EMPLEO DE TÉCNICAS GEOMÁTICAS PARA EL ESTUDIO DE PAREDES ROCOSAS

F. BUILL*, M.A. NÚÑEZ-ANDRÉS*, C. PUIG-POLO†, N. LANTADA†, A. PRADES*

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

* Escuela Politécnica Superior de Edificación de Barcelona

Universitat Politècnica de Catalunya

† Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona

Universitat Politècnica de Catalunya

RESUMEN

En la última década el aumento de tráfico en las carreteras, y de personas en zonas de ocio de montaña y playas situadas en acantilados ha incrementado el riesgo provocado por desprendimientos rocosos. Para poder prevenir estos fenómenos es necesaria la caracterización geométrica de las discontinuidades existentes en la pared rocosa a través de su identificación en modelos creados a partir de captura masiva de datos espaciales con técnicas geomáticas. La elección de una determinada técnica entre las diferentes posibilidades existentes se suele basar en su rapidez, alcance, precisión y coste.

En este artículo se presenta la comparación de la calidad geométrica de los modelos obtenidos con diferentes sensores empleando fotogrametría tanto terrestre como aérea desde UAV. Para la comparación se ha tomado como referencia el modelo TLS obtenido. Queda patente que las precisiones que se pueden lograr actualmente a distancias de trabajo medias son similares en todos los modelos.

1. INTRODUCCIÓN

La obtención de modelos tridimensionales mediante técnicas geomáticas para aplicaciones geológicas ha cobrado un nuevo impulso en la última década. Esto es debido al uso cada vez más frecuente de sistemas como el láser escáner, ya sea aéreo o terrestre, como al empleo de

levantamientos fotogramétricos tanto terrestres como desde plataformas no tripuladas.

Cada una de estas técnicas presenta variaciones que suponen ventajas e inconvenientes, tanto de compleción y precisión de modelos, como de diferencia en tiempo de ejecución y costes. Esto conlleva implicaciones en los métodos de la captura de la información y en el tratamiento que, posteriormente, se haga con ella. Hoy en día sería casi imposible modelar superficies de interés geológico sin recurrir al empleo técnicas geomáticas.

Se ha de considerar que las zonas de interés geológico presentan características muy dispares tanto en escala como en nivel de actividad o peligrosidad. Podemos encontrar desde deslizamientos de masas de terreno que abarcan una gran extensión, a caídas de bloques de forma puntual, inestabilidad de taludes, etc. pero casi todas ellas tienen en común la dificultad de acceso para la medida directa, y en muchos casos suponen un riesgo importante para las personas que la realizan.

Las técnicas geomáticas terrestres de captura de información 3D, sean las fotogramétricas o las de LiDAR (*Light Detection and Ranging*), presentan los mismos inconvenientes, principalmente la ocultación de parte de los elementos a levantar por causa de la perspectiva. Lo cual se soluciona con una toma aérea que hasta hace relativamente poco tiempo suponía un incremento importante del coste económico.

La tecnología LiDAR se fundamenta en el cálculo de la distancia entre un emisor y un objeto mediante la emisión de un pulso láser, a intervalos de ángulo especificado. Estos observables, ángulos y distancia, permiten el cálculo de coordenadas de los puntos de incidencia del haz, de modo que permite generar una nube de puntos de alta densidad y gran precisión, consiguiendo un alto nivel de detalle, como el caso fotogramétrico (Baltasvias, 1999; Abellán et al, 2006; Abellán et al, 2009; Brideau et al, 2012). Además se puede asignar color a los puntos gracias a cámaras fotográficas, generalmente solidarias al equipo, y el valor de la intensidad del haz devuelto del láser en cada uno de los puntos, resulta de gran utilidad a la hora de clasificar y detectar elementos en la nube de puntos. Aunque no se debe olvidar que además del material del objeto influirá su color, distancia al objeto y ángulo de incidencia de la señal láser.

Uno de los grandes inconvenientes que presenta el LiDAR aéreo en los levantamientos de taludes o frentes rocosos es la escasez de puntos en la zona de interés por la propia geometría del terreno y la baja resolución que permite obtener este sistema, lo que se verá mejorado con los sistemas aerotransportados en UAV (*Unmanned Aerial Vehicle*) (<http://www.3dlasermapping.com/riegl-uav-laser-scanners/>).

Por otro lado, el láser escáner terrestre (TLS, *Terrestrial Laser Scanning*) permite obtener mayor densidad de puntos en la zona de interés y ha sido empleado también en la evaluación de deformaciones del terreno (Wujan et al., 2013; Teza et al., 2007) o en los estudios de desprendimientos rocosos (Abellán et al., 2009; Gigli et al., 2014).

Las técnicas fotogramétricas han experimentado un gran cambio en la última década, a partir del empleo de técnicas y métodos provenientes de la comunidad de visión por computador, como el método SfM (*Structure from Motion*) para la obtención de modelos 3D, basado en la identificación de características en fotogramas individuales que se relacionan entre sí utilizando las características comunes y obteniendo como resultado las coordenadas espaciales. De esta forma hemos pasado de la necesidad de disponer de cámaras fotográficas métricas, con un coste muy elevado, a la posibilidad de emplear cámaras convencionales, de menor tamaño y de coste mucho más reducido, y obteniendo un gran nivel de precisión en los datos finales obtenidos.

Este cambio en el tipo de cámaras ha permitido la utilización de plataformas de vuelo de pequeña envergadura y sistemas no tripulados tipo UAV, accediendo a lugares de difícil acceso y captura, de forma que se eliminan gran parte de las oclusiones (Liu et al., 2011). La calidad del modelo dependerá en gran medida de la proximidad de la cámara al modelo, del número de fotogramas y del sensor empleado en la captura de las imágenes (Thoeni et al., 2014), ya sean estas fotografías o *frames* extraídos de videos.

Existen diversos trabajos que establecen la comparación de resultados obtenidos empleando diferentes técnicas (Lato et al., 2015), diferentes cámaras tomando como referencia el resultado del TLS (Thoeni et al., 2014) o diferentes programas de tratamiento (Gómez-Gutiérrez et al., 2015).

En esta ponencia se analizarán las diferencias entre modelos empleando diferentes tipos de cámaras fotográficas tomando tanto imagen fija como vídeo desde UAV y desde el suelo. Se tomará como modelo de referencia el obtenido por el levantamiento con TLS. Las diferencias que se establecen no son meramente geométricas sino que se analizará el nivel de calidad de los modelos a nivel de completitud.

2. TÉCNICAS EMPLEADAS. METODOLOGÍA DE COMPARACIÓN

Para la evaluación de las técnicas LiDAR y de fotogrametría terrestre y aérea desde UAV se ha realizado el levantamiento de una zona que presenta características similares con los macizos rocosos. En este caso se ha elegido la cantera Sanson de *Santa Creu d'Olorda*, localizada en el oeste del Parque Natural de *Collserola* en el área metropolitana de Barcelona.

La pared de roca elegida tiene una longitud de 200 m y entre 10 y 70 m de altura, presenta varias fisuras y grietas de interés geológico. Está formada principalmente por calizas en las que se apoyan un conjunto de materiales más blandos formados por calizas con margas entrelazadas con pizarras.

En esta cantera se han realizado un total de 5 levantamientos: mediante TLS, mediante videogrametría aérea empleando grabación de vídeo 4K, con fotogrametría aérea, y mediante

fotogrametría terrestre; y por último, se ha obtenido un modelo fotogramétrico conjunto utilizando las imágenes fotográficas aéreas y terrestres.

Para la obtención de los datos LiDAR se ha utilizado un TLS modelo ILRIS-3D de la casa comercial Optech. En el caso fotogramétrico se han empleado tres sensores de captura. Para las tomas fotográficas terrestres la cámara Canon EOS 450D con focal fija de 24 mm y para el caso aéreo las cámaras DJI ZENMUSE X5, modelo FC550, de focal 15 mm y el modelo NEX-5 de 16 mm de focal de SONY.

En todos los casos se emplearon dianas para la posterior georreferenciación y control de calidad de los modelos, variando de uno a otro el número de ellas, su posición y tamaño. Se emplearon dos tipos de dianas con medidas de 20x20 cm y 13x13 cm para su correcta visualización a las diferentes distancias de trabajo. Además, se dieron coordenadas a detalles naturales, como vértices de rocas, extremos de grietas, manchas... perfectamente identificables, con el objetivo de ayudar a la georreferenciación en aquellos casos que fuera necesario, y poder realizar la comparación entre modelos. Disponer de puntos de control resulta de gran utilidad, no solo para la georreferenciación y dotar de escala al modelo, sino también para corregir posibles errores de alineamiento entre las nubes de puntos que conforman el modelo (Thoeni et al., 2014).

El sistema de coordenadas es el oficial, UTM 31N (ETRS89) y cota ortométrica (modelo de geoide EGM08D595), a partir de una red topográfica observada con sistemas GNSS y enlazada al sistema geodésico nacional a través de la red de estaciones permanentes CATNET del ICGC (*Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya*). Una vez construidos los modelos se adoptó el obtenido mediante TLS como referencia para su comparación. Muchos autores hablan de este modelo como *ground truth*, nosotros preferimos hablar de un modelo de referencia ya que tampoco se encuentra carente de errores, procedentes tanto de la medida como del proceso de alineado y georreferenciación.

3. LEVANTAMIENTOS FOTOGRAMÉTRICOS

Con el fin de obtener un modelo 3D detallado de la pared rocosa se realizaron diversos levantamientos fotogramétricos, casos terrestre y aéreo.

El primero de ellos fue un levantamiento terrestre empleando la cámara Canon EOS 450D en modo ráfaga, obteniendo 3 imágenes en modo *Auto Exposure Bracketing* (AEB), con valores +1, 0 y -1, figura 1, (una con los parámetros convencionales, otra sobreexpuesta y otra con baja exposición), lo que permitió obtener imágenes con la técnica HDR, una resolución de 12.2 Mpx, lo que mejora los resultados (Gómez-Gutiérrez et al., 2015), una focal de 24 mm y un campo de visión de 60° (FOV).

Para cubrir la zona se empleó una base media de 5 m, aproximadamente. En cada base

fotográfica se realizaron dos o tres capturas, una horizontal y una o dos contrapicadas para poder abarcar toda la pared. Al igual que en el caso aéreo se planificó un solape longitudinal promedio del 70% y un solape transversal mínimo del 50%, entre las fotografías contrapicadas. De este modo se obtuvieron 107 fotografías con una escala media de 1/1850.



Figura 1. Tres imágenes obtenidas mediante la técnica HDR y la imagen resultante.

En el levantamiento aéreo se emplearon como soporte aéreo de las cámaras dos drones, un dron tipo cuadricóptero DJI modelo D450, y un modelo tipo hexacóptero DJI modelo S900, ambos con controladora, auto-estabilización y control de cámara, con sistema de transmisión de vídeo en directo y control de tierra *Data link*.

Se emplearon dos cámaras para la toma tanto de imágenes fotográficas como de vídeo: la cámara DJI ZENMUSE X5 modelo FC550, con un sensor tipo 4/3 CMOS de 16 Mpx (4608x3456), con focal de 15 mm, y un campo de visión de 72° (FOV), con la posibilidad de efectuar vídeo 4K (4096x2160) con una toma de 23 fps, y se puede utilizar a distancia con una aplicación móvil desde la *tablet*; y la cámara SONY modelo NEX-5 con un sensor tipo CMOS de 14 Mpx (4592x3056), tamaño APS-C (23.5x15.6 mm), con focal de 16 mm, y un campo de visión de 83° (FOV).

Con la cámara FC550 se realizó un vídeo 4K, tomando para la obtención del modelo *frames* cada 2 segundos. Las fotografías efectuadas se realizaron a resolución máxima (4608x3456), con una abertura máxima de 1.7, un ISO 400, a un tiempo de 1/320 s y un valor f/11. En el caso de la cámara NEX 5 de SONY sólo se efectuaron fotografías a resolución máxima (4592x3056), con una abertura máxima de 3, un ISO 200, a un tiempo de 1/250 s y un valor f/11. La distancia media de la toma fotográfica respecto al objeto es de 48 m en el caso fotográfico y de 52 m para el vídeo, por lo que la escala fotográfica está comprendida entre los valores 1/3200 y 1/3500, respectivamente.

En el caso terrestre se emplearon 107 fotografías y 6 puntos de control, resultando finalmente un modelo con una resolución espacial de 1 cm y un error medio de 3.3 cm (3D).

En el caso de empleo de vídeo 4K con la cámara DJI ZENMUSE X5 modelo FC550, se emplearon 186 *frames* y 5 puntos de control, resultando finalmente un modelo con una resolución espacial de 1.2 cm y un error medio de 2.1 cm (3D).

Para la obtención del modelo empleando fotografías tomadas desde UAV se emplearon un total de 669 fotografías y se utilizaron 11 puntos de control. El modelo resultante tiene una resolución espacial de 1.3 cm y un error medio de 3.9 cm (3D).

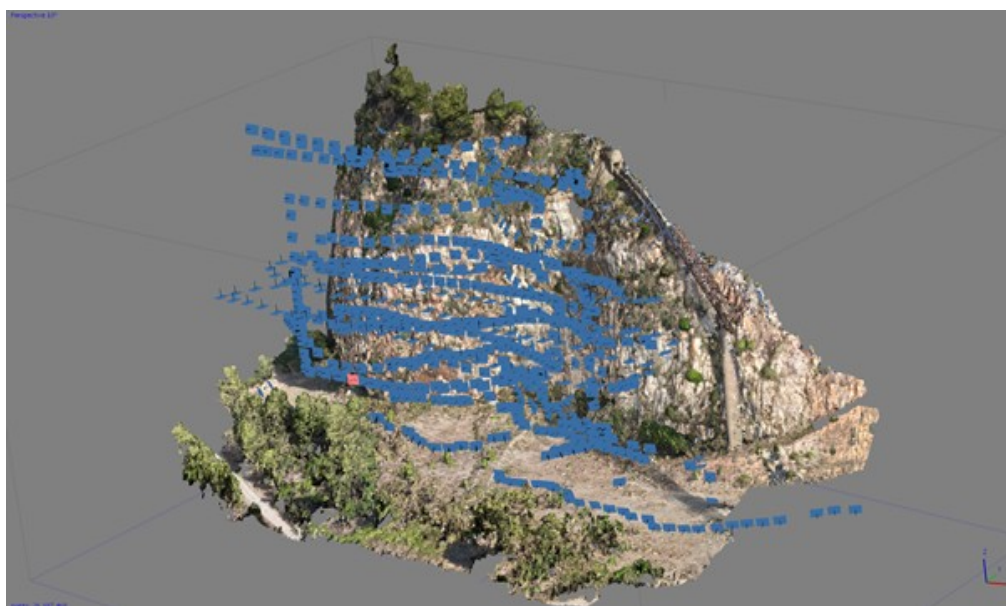


Figura 2. Esquema de la cobertura fotográfica (aérea y terrestre).

Para finalizar, y comprobando que las características de los modelos obtenidos eran similares en las diferentes pruebas efectuadas, se realizó un modelo con todos los fotogramas (aéreo y terrestre), figura 2. En este caso los resultados obtenidos son similares a los obtenidos en el caso fotográfico aéreo, el modelo resultante tiene una resolución espacial de 1.2 cm y un error medio de 3.9 cm (3D), para un total de 776 fotogramas en el ajuste del bloque y

reconstrucción del modelo; consiguiendo además un modelo más completo y homogéneo.

En la realización de los modelos 3D se empleó el software fotogramétrico Agisoft PhotoScan. Este programa utiliza la tecnología fotogramétrica SfM, que ha mejorado la calidad de los datos 3D que pueden extraerse de la utilización de múltiples imágenes incorporando los avances en los programas de aerotriangulación (*softcopy aerotriangulation*) y en los algoritmos de extracción de puntos basados en imágenes.

Las técnicas SfM utilizan los principios básicos de la fotogrametría estereoscópica. La ventaja fundamental es que la geometría del modelo, las posiciones de la cámara y la orientación se calculan de formas simultánea, sin necesidad de especificar a priori las posiciones 3D de puntos de apoyo, mediante un procedimiento de ajuste de haces redundante e iterativo, que se basa en un conjunto de datos invariantes extraídos de múltiples imágenes, en las que aparece fotografiada la misma zona (Snavely et al., 2008, Westoby et al., 2012, Fonstad et al., 2013).

La automatización del proceso desde la identificación de puntos de control hasta la reconstrucción 3D de la geometría de la escena hace que SfM sea más práctico y rentable que las metodologías fotogramétricas tradicionales.

Tabla 1. Información sobre el MDT generado después del proceso fotogramétrico

	Cobertura terrestre	Cobertura aérea fotográfica	Cobertura aérea video 4k	Cobertura terrestre y aérea fotográfica
Nº Imágenes	107	669	186	776
Nº Imágenes usadas	107	669	186	776
GSD imagen (m)	0.010	0.013	0.012	0.012
Puntos de enlace	13124	73093	6780	86217
Proyecciones	88743	665379	58949	744122
Número de puntos del MDT	8.35 M	18.32 M	7.60 M	26.18 M
Modelo de cámara	EOS 450D	FC550/NEX 5	FC550/NEX 5	EOS 450D/ FC550/NEX 5
Focal (mm)	24	15/16	15/16	24/15/16
Error x (m)	0.018	0.015	0.008	0.019
Error y (m)	0.014	0.017	0.017	0.020
Error z (m)	0.024	0.031	0.010	0.027
Error xyz (m)	0.033	0.039	0.021	0.039

El software fotogramétrico de Agisoft es capaz de generar el modelo 3D de superficie y obtener un ortofotomapa en las siguientes etapas:

- 1) orientación de las fotografías (ajuste de haces)
- 2) creación de la nube de puntos densa (MDT)
- 3) creación de la malla
- 4) construcción de las texturas
- 5) creación del ortomosaico

Todos los modelos obtenidos se efectuaron en modo de calidad media para la obtención de la nube de puntos densa. La tabla 1 recoge un resumen de los datos empleados y los resultados obtenidos para los modelos creados por fotogrametría.

4. LEVANTAMIENTO CON LÁSER ESCÁNER TERRESTRE

El levantamiento 3D de la pared rocosa se llevó a cabo con TLS modelo ILRIS-3D (Optech) considerado de largo alcance que consta de un transmisor y un receptor láser y un dispositivo de escaneo. La señal del láser se refleja directamente sobre la superficie escaneada sin la necesidad de un elemento reflector, devolviendo diferentes pulsos debido a la existencia de objetos intermedios como vegetación o cables. La tecnología utilizada en la medición de la distancia se basa en el tiempo de vuelo o *Time-of-Flight* (ToF) que calcula la distancia a partir del tiempo que tarda el pulso láser en rebotar en el objeto y volver.

Según las especificaciones técnicas del fabricante, el instrumento tiene un alcance máximo de 700 metros, esta distancia puede disminuir en función de la reflectividad del material y el ángulo de incidencia del objeto. Las nubes de puntos adquiridas tienen una precisión de 7 mm a una distancia de 100 metros. El dispositivo puede adquirir un gran número de puntos en muy poco tiempo, 2500 puntos por segundo.

Para la total definición en 3D de la pared rocosa fueron necesarios 6 escaneos, cada uno tenía una resolución espacial de 30 mm a una distancia de 60 metros.

Una vez adquiridas las nubes de puntos y antes de alinearlas se realizó, manualmente, la limpieza de las mismas que consistió en la eliminación de puntos correspondientes a vegetación y puntos situados fuera de la zona de interés.

Posteriormente, se efectuó la alineación de las nubes de puntos. Este proceso consistió en dos pasos: a) identificación de puntos homólogos entre los diferentes escaneos, y b) la minimización de la distancia entre las nubes de puntos con el algoritmo *Iterative Closest Point* (ICP) desarrollado por Chen y Medioni (1991) y evaluado en diferentes trabajos (por ejemplo: Besl y McKay, 1992; Kromer et al., 2015; Tsakiri y Anagnostopoulos, 2015).

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para el análisis de los resultados se han elegido tres zonas de muestreo representativas de las diferentes características que se pueden encontrar en la pared objeto de análisis. Una zona A de 15 m² correspondiente a un área donde se puede encontrar vegetación en roca y una densidad media de grietas, una zona B de 20 m² sin vegetación, en la que el número de fisuras es más elevado, y una zona C de 30 m² sin vegetación y con pocas fisuras, pero de mayor envergadura, figura 3.

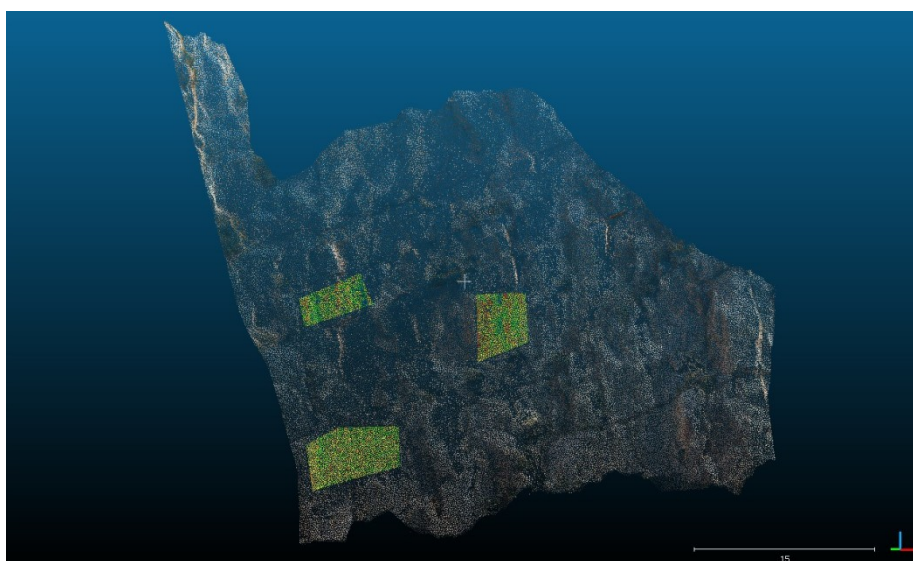


Figura 3. Zonas de muestreo para el análisis de modelos, de izquierda a derecha y de arriba a abajo: zona A, B y C.

Como se ha comentado anteriormente se ha seleccionado el modelo obtenido por TLS como referencia sobre el que comparar el resto de modelos obtenidos por fotogrametría. En todos los casos se ha eliminado los valores atípicos o *outliers* antes de proceder a la comparación quedando entre un 87% y un 99.8% de los puntos obtenidos en los modelos.

En la zona A la discrepancia entre el modelo tomado como referencia y los obtenidos por fotogrametría aérea y video 4K presentan una curva normal, siendo la media para el primer caso de 1 cm y de 3.8 cm en el segundo. Para los otros dos casos, fotogrametría terrestre y combinación de aérea y terrestre la curva presenta un sesgo estando la media en 2.3 cm y 1.3 cm, respectivamente. Los valores máximos en todos los casos se encuentran en torno a los 10 cm pero se presentan en muy baja frecuencia. La desviación típica está próxima a los 4 cm para los modelos aéreo y video, mientras que para la combinación aéreo-terrestre se reduce a 3.3 cm, figura 4.

En la zona B todos los modelos presentan un evidente sesgo, siendo menor para los modelos de fotogrametría terrestre y la combinación terrestre-aéreo ya que el punto de vista de la

captura es compartido con la captura mediante TLS. En estos casos la media está próxima a los 2 cm, y la desviación típica es de 3.4 cm en el caso terrestre reduciéndose a 2.8 cm en el modelo combinado. El modelo obtenido por fotogrametría aérea presenta unas discrepancias con una media de 2.6 cm y una desviación típica de 4.8 cm. Se localizan valores máximos con mayor frecuencia, concentrados en las zonas donde existen fisuras y huecos. Para esta zona las discrepancias con un mayor sesgo se producen en la comparación entre el modelo TLS y el de video 4K, con una media 3.6 cm y desviación típica de 4.2 cm. Sin embargo los valores máximos se mantienen como en la zona A en torno a los 10 cm aunque en este caso se presentan en una mayor frecuencia para un valor positivo, figura 4.

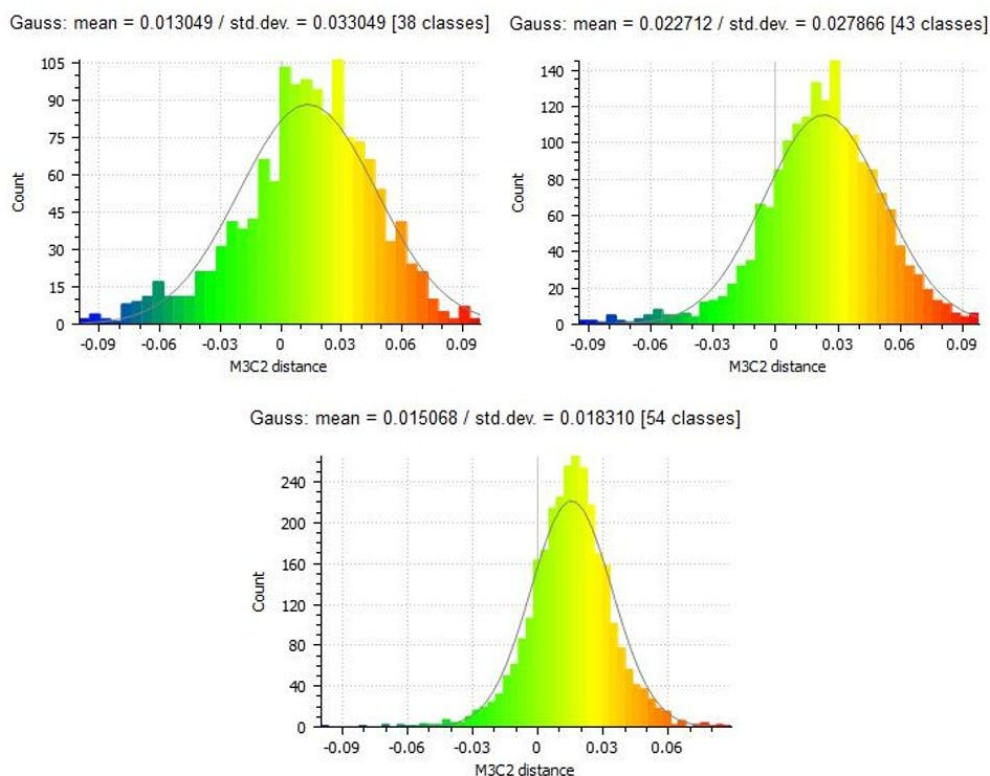


Figura 4. Arriba izquierda histograma de la diferencia del modelo TLS y modelo conjunto terrestre-aéreo para la zona A. Arriba derecha histograma del modelo TLS y modelo conjunto terrestre-aéreo para la zona B. Abajo histograma del modelo TLS y modelo conjunto terrestre-aéreo para la zona C.

En la zona C la discrepancia entre el modelo tomado como referencia y los obtenidos por fotogrametría aérea y video 4K presentan una curva normal, siendo la media para el primer caso de 2.5 cm y de 2.2 cm en el segundo. Para los otros dos casos, fotogrametría terrestre y combinación de aérea y terrestre la curva presenta un sesgo estando la media en 1.0 cm y 1.5 cm, respectivamente. Los valores máximos en todos los casos se encuentran en torno a los 10 cm pero se presentan en muy baja frecuencia. La desviación típica está entre los 3 y 4 cm para los modelos de video y aéreo, mientras que para el caso terrestre y la combinación aéreo-terrestre se reduce a 1.9 y 1.8 cm respectivamente, figura 4.

6. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

La elección de las técnicas geomáticas que se pueden aplicar en los levantamientos de zonas donde existe un riesgo por desprendimiento y caída de rocas está condicionada entre otros aspectos por la calidad de los datos y el coste del trabajo, pero también por las características geométricas de la zona que condiciona la toma de datos.

Siempre que las condiciones de toma de datos sean las adecuadas para que la geometría de captura sea óptima, sin toma muy oblicua, cualquiera de las técnicas descritas podría emplearse con resultados similares, en cuanto a densidad de puntos y calidad de la nube obtenida.

En cuanto al instrumental necesario para los distintos levantamientos, todavía es necesaria una inversión económica mucho mayor en el caso del TLS frente a la fotogrametría, del orden de 5 veces para distancias cortas y medias.

En el ejemplo mostrado en este trabajo, los resultados en las diferencias de los modelos en las distintas zonas respecto al modelo TLS, tomado como referencia éste, son similares en todos los casos. Se debe considerar que el sesgo que se presenta en algunos de ellos es coherente con el error en la georreferenciación de las nubes, siendo coherente también con las precisiones de los modelos independientes.

El caso ideal sería la combinación de captura desde suelo, utilizando sensor TLS o fotogrametría digital, y desde UAV.

Se puede afirmar que la diferencia entre los modelos obtenidos resalta algunas características de la pared, como por ejemplo las fisuras y huecos existentes. Por lo que disponer de dos técnicas permitiría la segmentación de las nubes de puntos obtenidas con mayor facilidad.

AGRADECIMIENTOS

Nuestro agradecimiento al *Parc de Collserola* y al piloto del UAV Sr. Roger Ruíz Carulla. Este trabajo ha sido desarrollado dentro del Proyecto *RockRisk* (2014-2016) <http://rockrisk.upc.edu/es>, financiado por el Ministerio Español de Economía y Competitividad, y titulado "Desprendimientos en escarpes rocosos: Cuantificación del riesgo y su prevención" (BIA2013-42582-P).

REFERENCIAS

Abellán, A., Vilaplana, J.M., Martínez, J., 2006. Application of a long-range Terrestrial Laser Scanner to a detailed rockfall study at Vall de Núria (Eastern Pyrenees, Spain). *Engineering Geology*, 88:

136-148.

- Abellán, A., Jaboyedoff, M., Oppikofer, T., Vilaplana, J.M., 2009. Detection of millimetric deformation using a terrestrial laser scanner: experiment and application to a rockfall event. *Nat. Earth Syst. Sci.*, 9: 365-372.
- Baltsavias, E.P., 1999. A comparison between photogrammetry and laser scanning. *ISPRS J. Photogrammetry and Remote Sensing*, 54: 83-94.
- Besl, P., McKay, N. 1992. A Method for Registration of 3-D Shapes. *IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence*. doi:10.1109/34.121791
- Brideau, M., Sturzenegger, M., Stead, D., Jaboyedoff, M., Lawrence, M., Roberts, N., Ward, B., Millard, T., Clague, J. 2012. Stability analysis of the 2007 Chehalis lake landslide based on long-range terrestrial photogrammetry and airborne LiDAR data. *Landslides*, 9:75-91.
- Chen, Y., Medioni, G. 1991. Object Modeling by Registration of Multiple Range Images. In *IEEE International Conference on Robotics and Automation* (pp. 2724–2729). Sacramento, California.
- Fonstad, M.A., Dietrich, J.T., Courville, B.C., Jensen, J.L., Carbonneau, P.E. 2013. Topographic structure from motion: a new development in photogrammetric measurement. *Earth Surface Processes and Landforms*, 38 (4): 421-430.
- Gigli, G., Morelli, S., Fornera, S., Casagli, N., 2014. Terrestrial laser scanner and geomechanical surveys for the rapid evaluation of rockfall susceptibility scenarios. *Landslides* (2014) 1:1–14.
- Gómez-Gutiérrez, A., Sanjosé-Blasco, J.J., Lozano-Parra, J., Berenguer-Sempere, F., Matías-Bejarano, J., 2015. Does HDR Pre-Processing Improve the Accuracy of 3D Models Obtained by Means of two Conventional SfM-MVS Software Packages? The case of the corral del Veleta Rock Glacier. *Remote Sens.*, 7: 10269-10294.
- Kromer, R. A., Abellán, A., Hutchinson, D. J., Lato, M., Edwards, T., Jaboyedoff, M. 2015. A 4D filtering and calibration technique for small-scale point cloud change detection with a terrestrial laser scanner. *Remote Sensing*, 7(10), 13029–13058.
- Lato, M., Hutchinson, D.J., Gauthier, D., Edwards, T., Ondercin, M., 2015. Comparison of airborne laser scanning, terrestrial laser scanning, and terrestrial photogrammetry for mapping differential slope change in mountainous terrain. *Can. Geotech. J.*, 52: 129–140.
- Liu, C., Li, W., Lei, W., Liu, L., Wu, H., 2011. Architecture Planning and Geo-Disasters Assessment Mapping of Landslide by Using Airborne LiDAR data and UAV images. In: T Q. Tong, X. Gu, B. Snavely, N., Seitz, S.M., Szeliski, R., 2008. Modeling the World from Internet Photo Collections. *International Journal of Computer Vision*, 80 (2): 189-210.
- Teza, G., Galgaro, A., Zaltron, N. and Genevois, R., 2007. Terrestrial laser scanner to detect landslide displacement fields: a new approach. *International Journal of Remote Sensing*, 28: 3425–3446.
- Thoeni, K., Giacomini, A., Murtagh, R., Kniest, E., 2014. A comparison of multi-view 3d reconstruction of a rock wall using several cameras and a laser scanner. *The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, Volume XL-5. *ISPRS Technical Commission V Symposium*, Riva del Garda, Italy, pp. 573-580.
- Tsakiri, M., Anagnostopoulos, V. 2015. Change Detection in Terrestrial Laser Scanner Data Via Point Cloud Correspondence. *International Journal of Engineering Innovation & Research*, 4(3), 2277–5668.
- Westoby, M.J., Brasington, J., Glasser, N.F., Hambrey, M.J., Reynolds, J.M., 2012. Structure-from-motion photogrammetry: A low-cost, effective tool for geoscience applications. *Geomorphology*, 179: 300–314.
- Wujan, D., Krueger, D. and Neitzel, F., 2013. DefoScan: surface based registration of terrestrial laser scans for deformation monitoring. In: *Proceedings of the joint international symposia on deformation monitoring*, Nottingham, UK, 9–10 September.

EXPERIENCIAS CON DRONES PARA EL ESTUDIO DE MOVIMIENTOS DE LADERA

Roger RUIZ-CARULLA*, Jordi COROMINAS* y Marcel HÜRLIMANN*

* Departamento de Ingeniería Civil e Ambiental
Escuela Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Universidad Politécnica de Catalunya

RESUMEN

La tecnología de los vehículos aéreos no tripulados o drones (UAV) se ha desarrollado de forma exponencial los últimos años. Su uso para la toma de fotografías y el posterior tratamiento con técnicas de fotogrametría digital, permiten la generación de modelos 3D de alta resolución del terreno. Estas nuevas herramientas permiten realizar trabajos de caracterización geométrica de una forma más eficaz, más segura y con mayor resolución. En esta comunicación se presentan experiencias con esta tecnología en el campo del control de erosión y deposición o cambios en el tiempo, la caracterización geométrica para inventariar un desprendimiento rocoso, así como la identificación y caracterización del patrón de discontinuidades de un frente rocoso para el análisis de estabilidad y la cuantificación de volúmenes inestables.

1. INTRODUCCIÓN

El uso de los drones para la obtención de fotografías, combinado con las últimas técnicas de fotogrametría digital, permiten la obtención de una gran variedad de productos cartográficos, geométricos y gráficos que pueden facilitar el estudio en ciencias e ingenierías del entorno físico. La baja altura de vuelo permite altas resoluciones y la obtención de ortofotos de muy buena calidad con la periodicidad deseada. Además de ortofotos de gran calidad, se obtiene una nube de puntos 3D, una malla 3D texturizada y un modelo de elevaciones del terreno en formato raster del que se pueden generar curvas de nivel, perfiles del terreno, mapas de pendientes, de orientaciones, etc. También a partir de la nube de puntos se pueden generar subproductos como nubes de puntos por orientación, buzamiento, o tratamientos geométricos sobre las nubes de

puntos como la medida de distancias euclidianas en 3D, o separando las componentes X, Y y Z, así como la medida de áreas, volúmenes, o la generación de perfiles del terreno. En este comunicado se muestran las diferencias entre generar un perfil del terreno a partir de un DEM o de una nube de puntos. Sin pretender explicar con detalle cada uno de los post procesados de la información, se quiere mostrar un abanico de posibilidades de utilización de la tecnología de los UAV combinada con fotogrametría digital para el estudio de movimientos de ladera.

2. CONCEPTOS GENERALES DE DRONES Y FOTOGRAMETRIA

Los conocidos popularmente como drones se definen de forma más técnica como UAV (Unmanned Aerial Vehicles) o vehículos aéreos no tripulados, o alternatively como RPAS (Remotely Pilot Aircraft System) sistemas aéreos pilotados remotamente. Existe un gran rango de dimensiones de aeronaves no tripuladas, pero en general, para el uso en ciencia e ingeniería se utilizan drones de menos de 25 kg, de dimensiones cercanas al metro de diámetro o inferior y típicamente con una cámara para la toma de fotografías. Estos vehículos están sujetos a la Ley 18/2014 publicada en el BOE, donde se establecen los requisitos para su uso, como lo son los certificados de piloto específicos, los certificados médicos, seguro de responsabilidad civil y creación de una operadora de vuelo. Los UAV disponen de un sistema de posicionado satelital y de un sistema inercial (IMU) controlados por un cerebro que les permite pilotarse de forma autónoma, realizando recorridos y tareas programadas. Existen dos grandes tipologías de drones: los de ala fija y los multirotores. Los multirotores (Fig,1), aunque tienen menor tiempo de vuelo que los de ala fija, pueden ser preferibles al poder mantenerse quietos en el aire y trasladarse lateralmente realizando fotografías frontales y oblicuas, además de las cenitales.

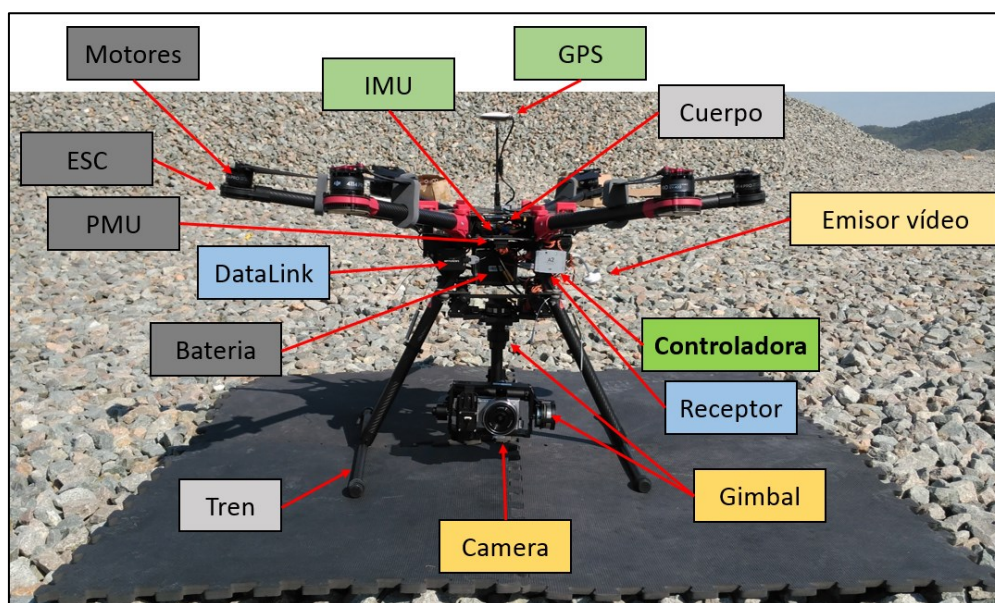


Fig. 1: Elementos más relevantes de un UAV multirrotor.

Otros elementos relevantes de un multirrotor son la batería, el sistema de gestión de corriente (Power Main Unit), los variadores (Electronic Speed Control) y los motores. Un sistema receptor permite el pilotaje a través de una emisora programable de 2,4 GHz, mientras que un segundo sistema de comunicación (como el DataLink), permite el control para vuelos programados desde un ordenador o una Tablet. Finalmente, la cámara o sensor que se desee utilizar será la parte más relevante del dron, siendo la fuente de adquisición de la información. Por este motivo, otro importante elemento es el estabilizador de 3 ejes de la cámara (Gimbal).

Los programas de tratamiento de imágenes mediante fotogrametría digital, como el VisualSFM, Agisoft PhotoScan, PIX4D, Accute3D u otros, permiten la generación de una gran cantidad de información espacial. Todos ellos dependen de la calidad de las imágenes, de su enfoque, claridad, y dependiendo de la distancia al objeto, la distancia focal y la dimensión del sensor se obtendrán distintas resoluciones (Thoeni et al 2014). La baja altitud de vuelo, menor a los 120 metros sobre el suelo por ley, permite unas resoluciones muy altas, con valores típicos de 3 cm/px a dicha altura (considerando un sensor de 18mm de ancho, con una distancia focal de 15mm e imágenes de 4608 píxeles de ancho). A menor distancia del objeto, la resolución aumenta, con 1 cm/px a 40 metros del objeto de estudio (por ejemplo). La altura de vuelo, se debe combinar con la velocidad del vuelo y la frecuencia temporal de disparo para garantizar un correcto solapamiento entre imágenes para permitir la corrección fotogramétrica entre pares de imágenes.

Además, la escala y la georreferenciación del modelo no se deberían dejar depender exclusivamente de los datos del GPS del dron, con errores de entre 1 a 10 metros en el posicionamiento final del modelo. Dependiendo de la resolución de interés en función de cada caso, se puede considerar oportuno conseguir errores de posicionamiento entre 1 y 5 cm o inferiores. Para ello es necesario utilizar puntos de control de coordenadas conocidas con forma de dianas que puedan ser bien identificadas en las fotografías y de las que se midan sus coordenadas con precisión con estación total o GPS-RTK.

Para todo ello es necesario tener conocimientos de topografía y fotogrametría para el diseño del plan de vuelo, teniendo especial atención en la conservación de la distancia al terreno para obtener resultados homogéneos. Así mismo, es necesario un amplio conocimiento en drones y una buena experiencia en vuelos, en especial atención en los vuelos en alta montaña.

3. APLICACIÓN A INVENTARIO DE DESPRENDIMIENTO ROCOSO

Para la caracterización de movimientos de laderas, la obtención de modelos 3D poco después de que ocurran, y los subsecuentes productos como ortofotos, modelos digitales de elevaciones, curvas de nivel, etc., pueden ser de gran ayuda para su cartografía, caracterización e interpretación.

En abril de 2016 ocurrió un desprendimiento en el municipio de Gorp, en la cuenca de Tremp, en Cataluña. Este desprendimiento se inventario en el marco de un proyecto de investigación centrado en la fragmentación de desprendimientos rocoso. Para ello, se midieron 500 bloques que conformaban casi la totalidad del depósito. Además, se realizó un vuelo de dron que permitió la obtención de un modelo 3D de la ladera y del frente rocoso (Fig. 2). Con el modelo debidamente georreferenciado, se estimó el volumen desprendido a partir del modelo 3D de detalle de la zona de cicatriz, basándonos en la identificación visual de las caras frescas y la caracterización de las juntas que delimitaban el bloque desprendido.

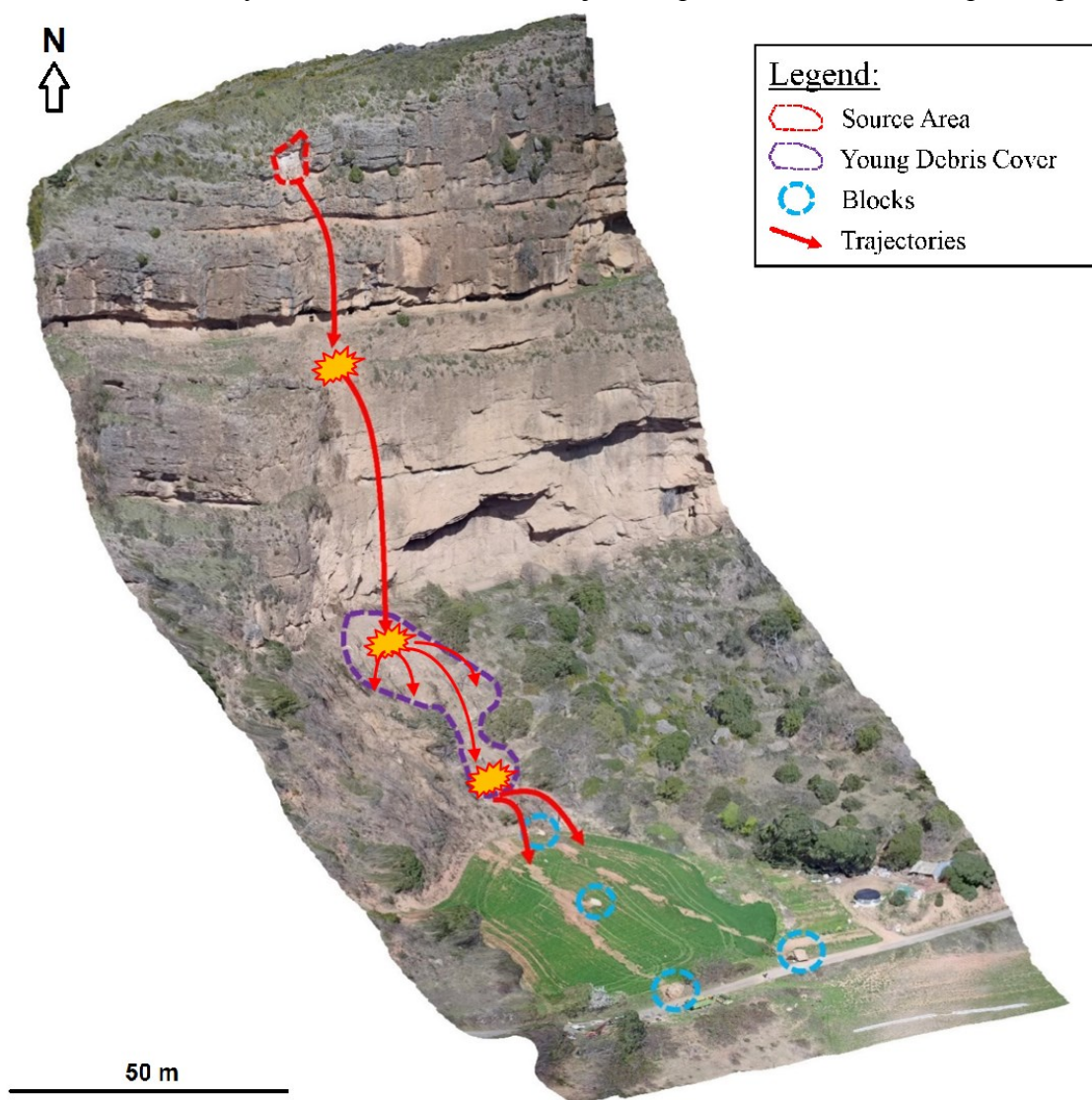


Fig. 2: Modelo 3D de un desprendimiento inventariado en el municipio de Gorp, Cuenca de Tremp, Cataluña.

Este tipo de modelos 3D, junto a la ortofoto y el modelo de elevaciones, permiten medir con comodidad, precisión y seguridad la información que se desee, como máximos alcances,

pendientes o áreas. Los modelos 3D facilitan la medida de distancias euclidianas entre dos puntos, así como las descomposiciones en X, Y, Z o el sistema que se considere. La medida de ángulos en 3D puede facilitar las conversiones que se deben realizar sobre las medidas proyectadas en planimetría de las herramientas GIS o CAD.

Además, hay que tener en cuenta que la proyección cenital del entorno con la que se trabaja en las herramientas GIS y CAD, no facilitan el trabajo en escenarios de frentes rocosos verticalizados, debido a que una gran cantidad de información relacionada a toda la superficie del frente, queda comprimida en algunos píxeles en vista cenital. El modelo 3D permite una mayor interpretación del escenario, así como la extracción de ortofotos frontales u oblicuas para su trabajo en 2D con mayor resolución si se desea.

Uno de los principales intereses en la utilización directa de la nube de puntos en lugar del modelo digital de elevaciones (DEM), es para la generación de perfiles. Los perfiles del terreno son una descripción clásica y necesaria en la mayoría de planteamientos de estabilidad, geomorfología y evolución de una ladera. En la siguiente Fig. 3 se muestra el perfil del desprendimiento de Grup obtenido a partir de la nube de puntos 3D, y a continuación se proyecta el perfil que se generaría a partir del DEM obtenido de la misma nube de puntos. En azul y en rojo se muestran perfiles a partir de un DEM con una resolución de 10cm/px y de 2 metros/píxel respectivamente. Se puede observar como el formato raster DEM, al ser un formato bidimensional, no puede adjudicar dos cotas a un mismo punto X,Y, perdiendo la información de los voladizos y zonas erosionadas. La interpretación geomorfológica, mecánica y evolutiva del escarpe podría ser distinta para los tres perfiles generados.

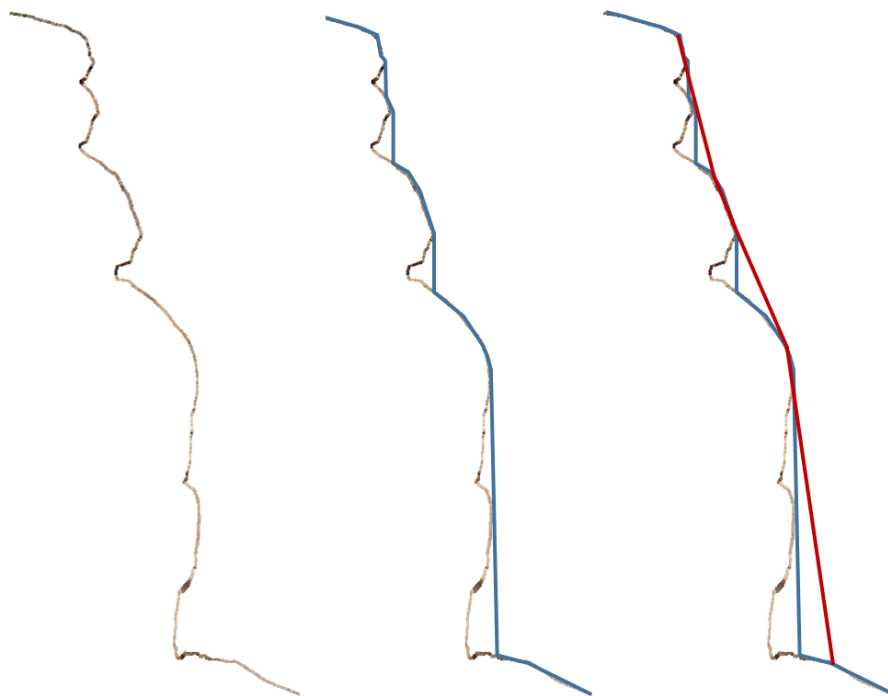


Fig. 3: Perfiles a partir de nube de puntos (negro) y posibles proyecciones cenitales del DEM (azul y rojo).

4. CARACTERIZACIÓN DEL PATRÓN DE DISCONTINUIDADES

La caracterización del patrón de discontinuidades es uno de los trabajos típicos necesarios para la caracterización de un macizo o frente rocosos y su consecuente análisis de estabilidad. La nube de puntos 3D, puede colorearse en base al registro original, o puede calcularse el vector normal en cada punto en función de un radio de influencia y colorearse por orientación o buzamientos con programas y códigos de tratamiento de nubes de puntos como COLTOP3D (Jaboyedoff et al. 2007), DiscontinuitySelfExtractor (Riquelme et al. 2014), CloudCompare (Girardeau-Montaut 2006) o GaiaGeoRoc (Assali 2014) entre otros. En la Fig. 4 se muestra una nube de puntos de la zona de Pala Morrano en el PN de Aigüestortes, en color original (superior) y coloreada por orientación (inferior).

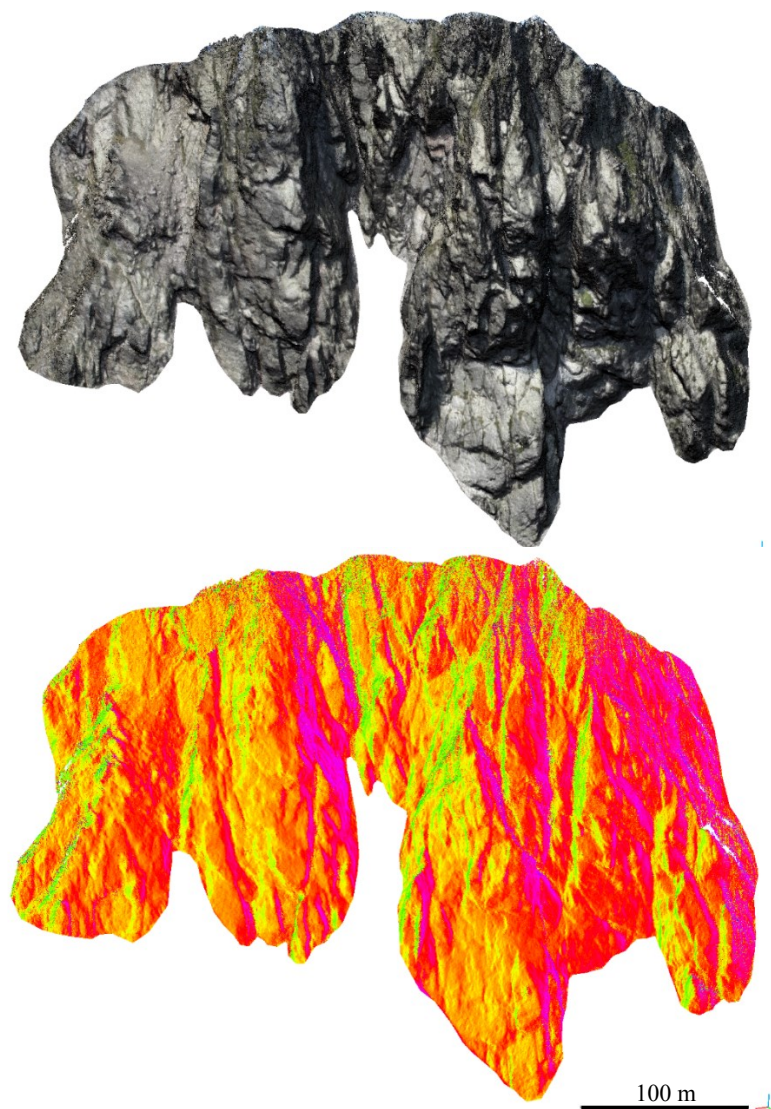


Fig. 4 Nube de puntos del macizo rocoso en color original y coloreado por orientación.

A partir de la nube de puntos, existen distintos procedimientos para ajustar planos y caracterizar las familias de discontinuidad que generan relieve. En la Fig. 5 se muestra un ajuste de planos con una distancia máxima a la nube de puntos de 1 metro, con el que se obtienen un conjunto de familias representadas en la proyección estereográfica.

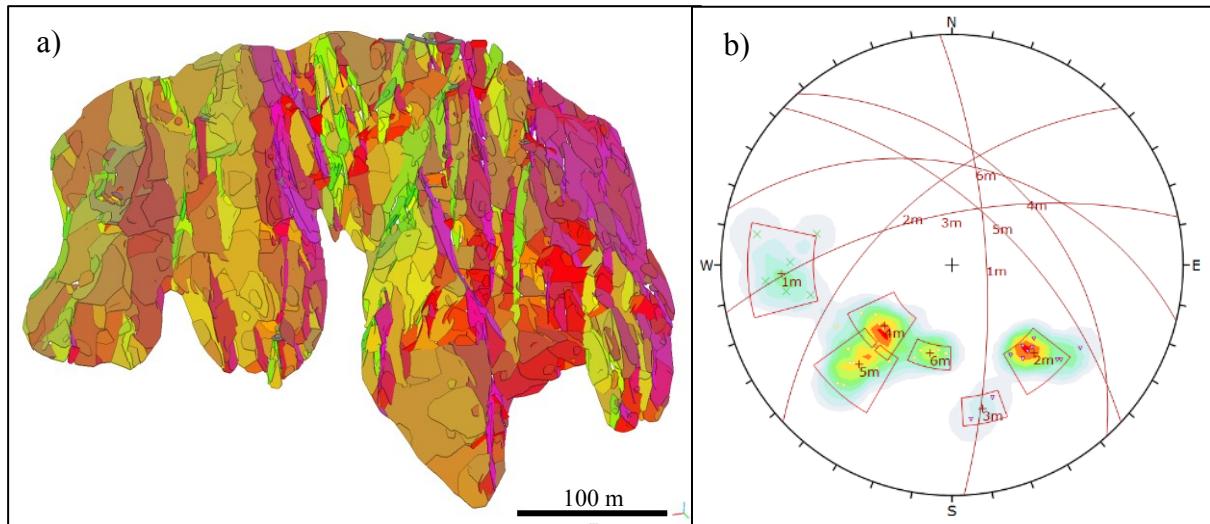


Fig. 5: Ajuste de planos en la nube puntos (a) y proyección de las familias de juntas identificadas (b).

Para elementos traza, se pueden utilizar programas de modelado 3D, como el Rhinoceros, el Poliworks o el 3DMAX, para la caracterización y modelado de las juntas, en este caso sobre mallas 3D texturizadas para facilitar su identificación. Estos programas permiten cortar las mallas con las juntas modeladas y con otros planos importados de otros procedimientos, facilitando la delimitación de volúmenes cinemáticamente inestables.

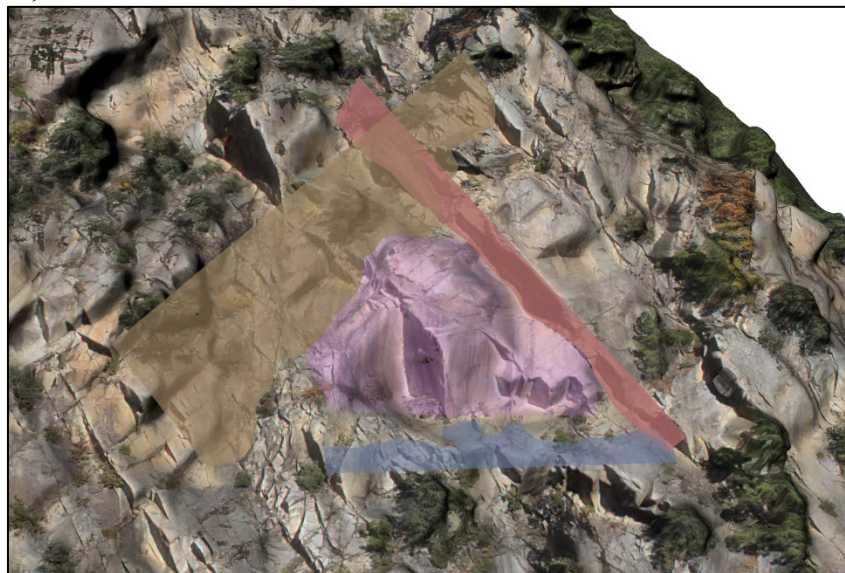


Fig. 6. Delimitación de un volumen cinemáticamente inestable.

5. EVALUACIÓN DE CAMBIOS MORFOLÓGICOS EN EL TIEMPO

El control total en la periodicidad de los vuelos permite el monitoreo de zonas con las frecuencias deseadas. Es cierto que los condicionantes meteorológicos pueden ser un importante inconveniente, pero en general, se pueden realizar vuelos “ad hoc” a las medidas que se consideren oportunas. Por ejemplo, puede interesar monitorear una zona antes y después de grandes eventos lluviosos o erupciones volcánicas (Baldi et al 2005).

En la Fig. 7 a) se muestra una vista general de la cuenca de *El Rebaixader*, delante de la población de Senet en el pirineo catalán. Se trata de una cuenca activa con una gran zona de erosión en cabecera que aporta sedimentos de till para generar desprendimientos rocosos, avalanchas rocosas o flujos torrenciales en función de los regímenes de precipitación y del material disponible y acumulado. Es una zona de estudio inventariada de la que se tiene un control exhaustivo de su actividad (Hürlimann et al 2014). En 2016 se realizó una serie de vuelos con UAV que permitieron la obtención de un modelo digital de elevaciones de muy buena calidad. Los datos fueron contrastados con el último modelo de elevaciones del que se disponía obtenido mediante técnicas LIDAR aerotransportadas en avioneta (ALS). En la Fig. 7 b) se muestra el mapeo de erosión (en escala de rojos) basado en la comparación de los dos DEMs a una resolución de 2 metros/píxel condicionada por la resolución del ALS.

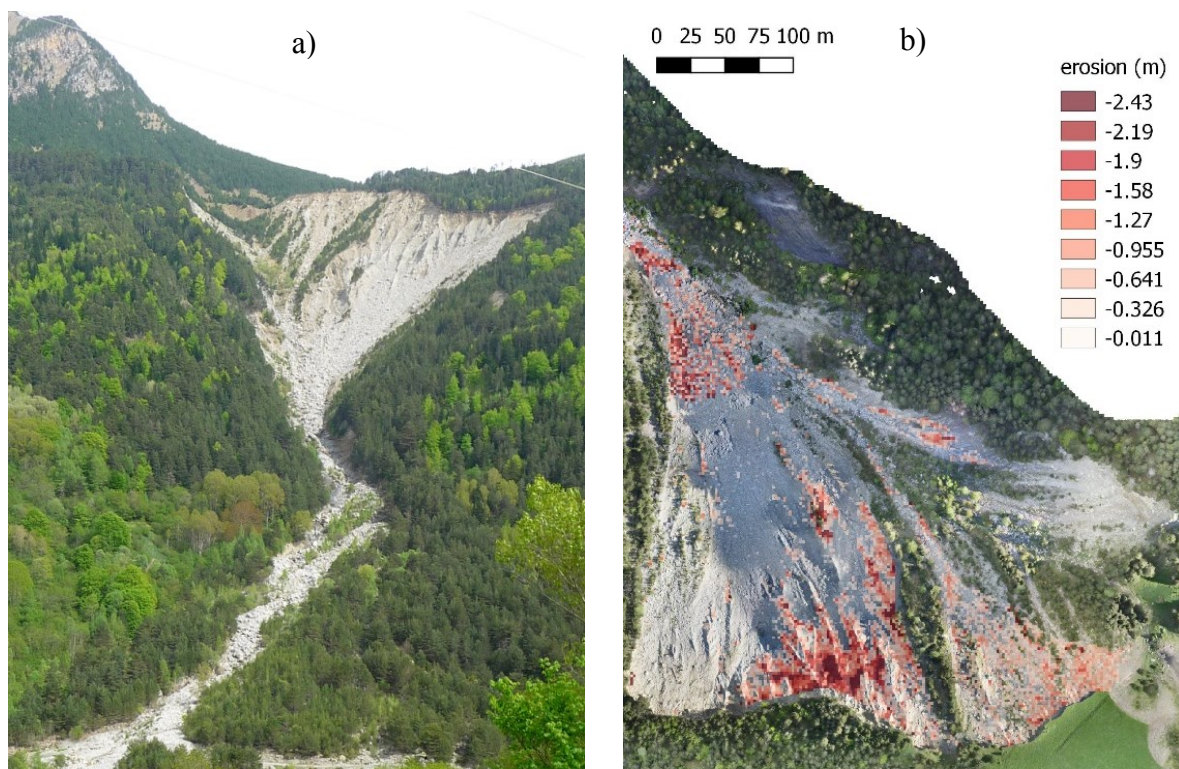


Fig. 7 a) Vista general de la cuenca *El Rebaixader*, y b) erosión calculada en la zona del escarpe comparando los DEMs obtenidos mediante dron y ALS. El tamaño de celda es 2m.

En segundo caso de monitoreo es el de un pequeño deslizamiento en un talud de cantera. La siguiente Fig. 8 muestra la ortofoto obtenida en 2016 (a) y la de 2017 (b). En ellas, con resoluciones de 3 cm, se pueden observar perfectamente las grietas que han terminado generando escarpes, así como el avance de los lóbulos del deslizamiento en dirección oeste. El tratamiento de estas ortofotos con herramientas GIS permite la cartografía del deslizamiento con gran detalle.

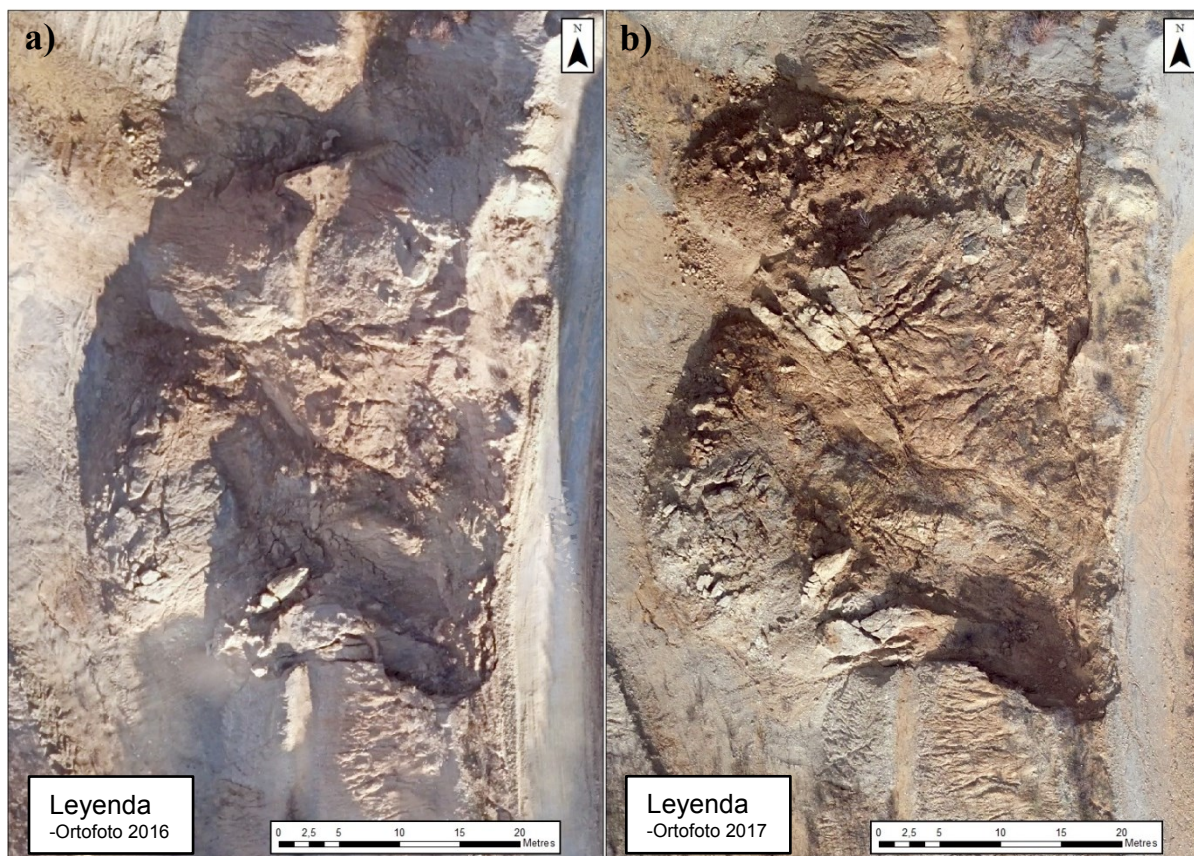


Fig. 8: Ortofoto de 2016 (a) y de 2017 (b) de un deslizamiento de talud de cantera con resolución de 3cm/px.

A la vez, se obtuvieron los modelos digitales del terreno con los que se puede realizar un análisis de comparación directo en la dirección Z. De ello se obtiene un nuevo mapa de elevaciones con los valores de incremento o disminución de cota de los puntos del terreno. La Fig. 9 muestra la comparación de DEMs de 2016 a 2017, delimitando perfectamente la zona que ha bajado perdiendo cota (en rojos) y la zona que ha ganado cota o sobre la que el deslizamiento se ha depositado (en azules). Las zonas rojas delimitan con gran detalle los escarpes, mientras que las zonas azuladas definen los lóbulos del deslizamiento.

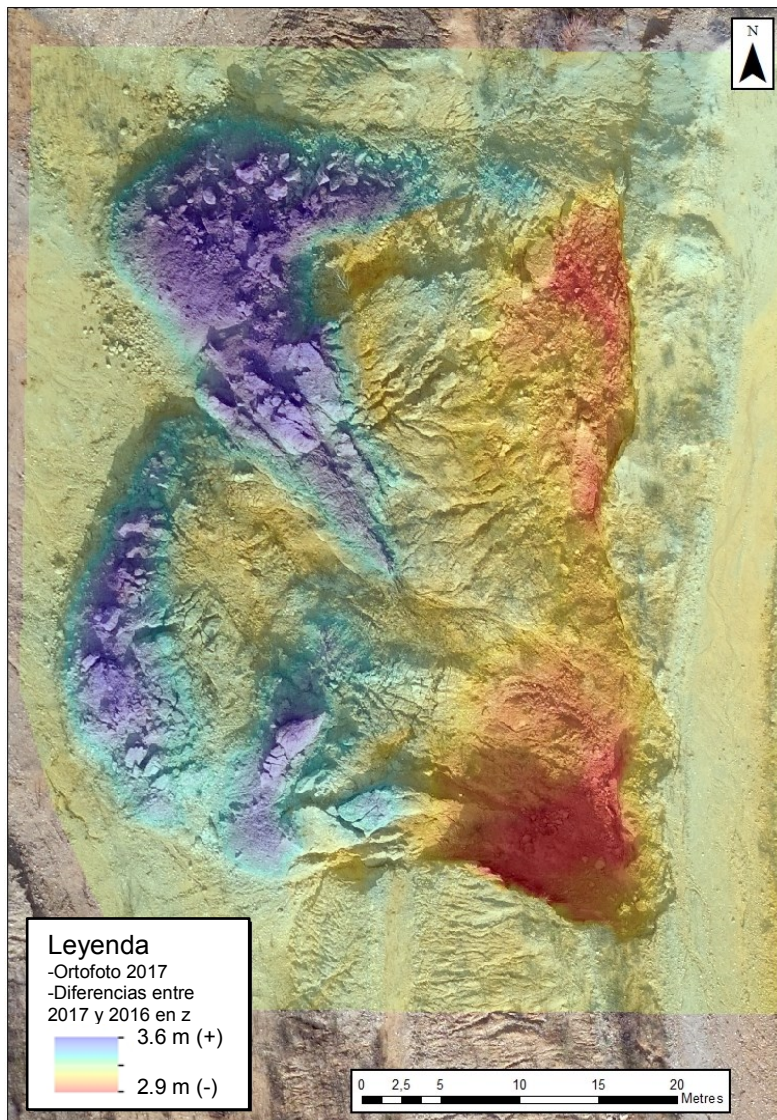


Fig. 9: Mapa de diferencias entre los dos modelos digitales de elevaciones de 2016 y 2017. En rojo las zonas donde se ha reducido la cota (escarpes, zona alta del deslizamiento) y en azul las zonas que han ganado cota debido al depósito de los lóbulos del deslizamiento.

Puede tener sentido realizar el análisis de diferencias entre modelos de 2016 y 2017 en formato de nube de puntos, obteniendo las distancias mínimas entre los dos modelos, o la descomposición en X, Y y Z o en el sistema que se considere oportuno. En la Fig. 10 a) se muestra la nube de puntos del modelo de 2017 coloreada en función de la distancia al modelo de 2016, con los escarpes en rojo y los lóbulos del deslizamiento en azul. Los resultados son ligeramente distintos, y según la morfología del deslizamiento puede ser importante medir las distancias euclidianas en 3D, así como las rotaciones internas en el cuerpo del deslizamiento. Los escarpes se identifican mejor sobre la nube de puntos representada por pendiente (Fig.10 b).

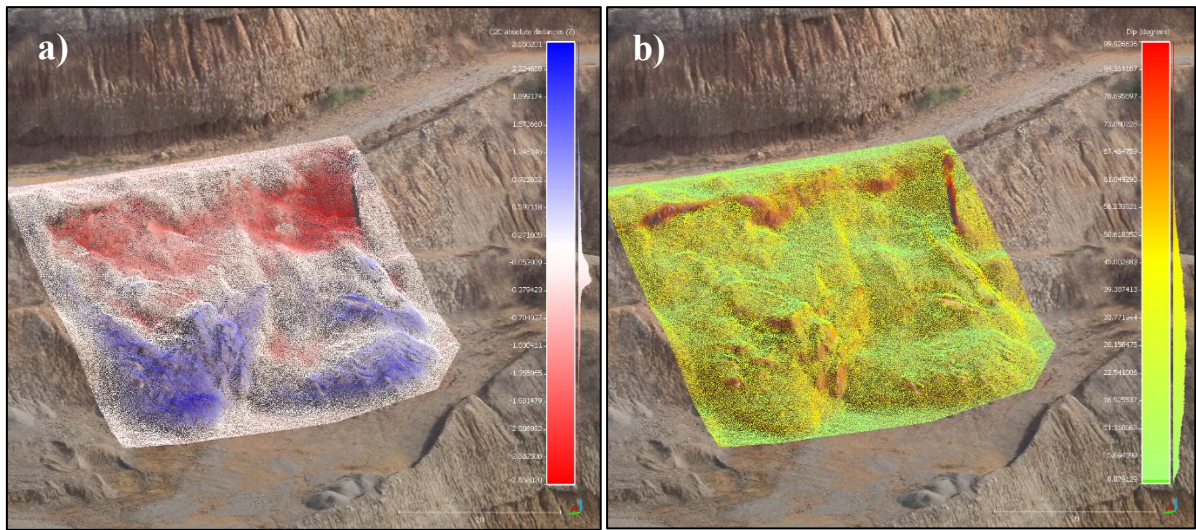


Fig. 10: a) Nube de puntos de 2017 coloreada en función de la distancia mínima a la nube de puntos de 2016; y b) Nube de puntos de 2017 coloreada en función de la pendiente (rojo 90°, verde 0°)

Finalmente, parece interesante la extracción de perfiles sobre las nubes de puntos que nos permiten comparar la evolución del perfil del terreno coloreado por distancia mínima entre los dos modelos, donde se observa claramente la rotación y el desplazamiento de masa (Fig. 11)

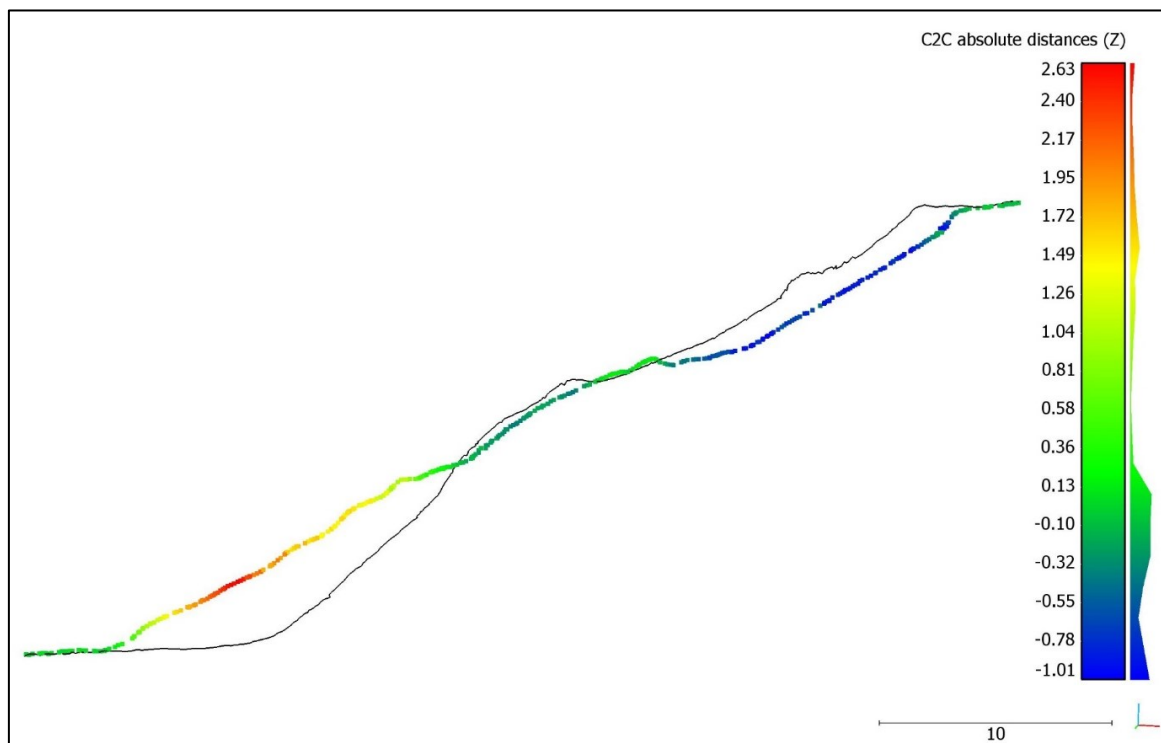


Fig. 11: Perfiles sobre las nubes de puntos: 2016 en negro y 2017 coloreado por distancia mínima entre modelos.

6. CONCLUSIONES

Las utilizaciones de los drones combinados con técnicas de fotogrametría pueden aportar una gran cantidad de información de mucha calidad. Su aplicación en la descripción de inestabilidades de ladera, caracterización de discontinuidades, delimitación de volúmenes inestables, así como tareas de monitorización, le convertirá en una herramienta imprescindible para mejorar el rendimiento, acceder a más y mejor información y mejorar la seguridad y la eficiencia en los trabajos de campo.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer al Ministerio de Economía y Competitividad por el soporte económico del proyecto de investigación RockRisk (BIA2013-42582-P), la beca FPU del primer autor (FPU13/04252), así como la beca “Ayudas Fundación BBVA a Investigadores Innovadores y Creadores Culturales” al tercer autor.

REFERENCIAS

- Assali P (2014) Modélisation géostructurale 3D de parois rocheuses en milieu ferroviaire. Thèse de Docteur de l'Université de Strasbourg. École Doctorale Mathématiques, Sciences de l'Information et de l'Ingénieur.
- Baldi P, Fabris M, Marsella M, Monticelli R (2005). Monitoring the morphological evolution of the Sciara del Fuoco during the 2002–2003 Stromboli eruption using multi-temporal photogrammetry. *ISPRS Journal of Photogrammetry & Remote Sensing* Volume 59, pp 199–211
- Girardeau-Montaut (2006) Detection de Changement sur des Données Géométriques 3D", D. PhD manuscript (french), Signal & Images Processing, Telecom Paris
- Hürlimann, M., Abancó, C., Moya, J., & Vilajosana, I. (2014). Results and experiences gathered at the Rebaixader debris-flow monitoring site, Central Pyrenees, Spain. *Landslides*, 11, 939–953
- Jaboyedoff M, Metzger R, Oppikofer T, Couture R, Derron MH, Locat J, Turmel D (2007) New insight techniques to analyze rock-slope relief using DEM and 3D-imaging cloud points: COLTOP-3D software, in: *Rock mechanics: Meeting Society's challenges and demands*, Proceedings of the 1st Canada – U.S. Rock Mechanics Symposium, edited by: Eberhardt, E., Stead, D., and Morrison, T., Vancouver, Canada, 27–31 May, Taylor & Francis, London, UK, 1, 61–68
- Riquelme A, Abellán A, Tomás R, Jaboyedoff M (2014) A New Approach for Semi-Automatic Rock Mass Joints Recognition from 3D Point Clouds. *Computers & Geosciences* 68. Elsevier: 38–52. doi:10.1016/j.cageo.2014.03.014.
- Thoeni K, Giacomini A, Murtagh R, Kniest E (2014) A comparison of multi-view 3D reconstruction of a rock wall using several cameras and a laser scanner. *The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Science*, Volume XL-5, ISPRS Technical Commission V Symposium, 23 - 25 June 2014, Riva del Garda, Italy. doi:10.5194/isprsarchives-XL-5-573-2014.

IDENTIFICACIÓN DE DESLIZAMIENTOS ACTIVOS MEDIANTE SERVICIOS WEB DE LA AGENCIA ESPACIAL EUROPEA

Jorge P. Galve¹, José Miguel Azañón¹, Rosa M. Mateos², Damien Clossom³, Fabiana Caló⁴, José Vicente Pérez-Peña¹, Davide Notti¹, Gerardo Herrera², Marta Bejar², Oriol Monserrat⁵

¹ Departamento de Geodinámica, Universidad de Granada, España

² Instituto Geológico y Minero de España, España

³ EUROSENSE, Bélgica

⁴ Istituto per il rilevamento elettromagnetico dell'ambiente, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Italia

⁵ Centre Tecnològic Telecomunicacions Catalunya

RESUMEN

Las imágenes radar satelitales disponibles en la actualidad permiten monitorizar deformaciones del terreno desarrolladas durante periodos de tiempo de varios años. Esta monitorización se lleva a cabo mediante interferometría radar, una técnica ampliamente contrastada que lleva poniéndose a prueba desde hace más de 20 años. Una de las causas de estas deformaciones pueden ser grandes movimientos en masa que presentan velocidades bajas lo que hace a esta técnica una herramienta muy útil para el monitoreo de deslizamientos. Esta técnica y sus variantes eran aplicadas hasta ahora por grupos y empresas especializadas en el desarrollo de herramientas informáticas para el procesamiento de imágenes radar. Recientemente, se ha puesto en marcha un proyecto de la Agencia Espacial Europea (ESA) para desarrollar una plataforma web que pueda ser utilizada por otros usuarios no especializados en el procesamiento y que acelera los procesos de análisis. Esta plataforma se llama Geohazards Exploitation Platform (GEP). En este trabajo presentamos los resultados obtenidos hasta ahora a través de esta plataforma en una zona del Sur de España. En primer lugar, datos previos generados por diferentes métodos de procesamiento han servido para validar los datos ofrecidos por la GEP. Son dignos de citar los casos de las urbanizaciones de “Marina del Este” y “Carmenes del Mar” afectadas por deslizamientos activos. Estos dos casos están descritos en detalle en dos

publicaciones recientes en la literatura internacional. En segundo lugar, los datos generados por la GEP han servido para identificar zonas afectadas por deslizamientos activos hasta el momento no detectadas. Visitas al campo han demostrado la fiabilidad de las medidas al localizar claras evidencias de actividad en las zonas detectadas: fisuras, grietas, escarpes frescos y daños en edificios e infraestructuras. Aunque estos resultados han sido exitosos, la plataforma está todavía en fase de desarrollo y se le puede considerar como un prototipo. Sin embargo, los resultados obtenidos en el Sur de España indican que la GEP es una herramienta fiable para llevar a cabo análisis preliminares con el fin de localizar movimientos de ladera activos.

1. INTRODUCCIÓN

La interferometría radar de apertura sintética (InSAR) es una técnica utilizada para generar mapas de desplazamiento de la superficie terrestre. Esta técnica genera una imagen denominada interferograma que es el resultado de la diferencia de fase entre dos imágenes radar tomadas de la misma zona en dos fechas diferentes. A partir de esta técnica básica se han desarrollado un amplio espectro de técnicas avanzadas que procesan un gran número de interferogramas para poder detectar tasas de movimiento de hasta milímetros al año y además controlar su evolución temporal (p.ej. Ferretti et al., 2000; Berardino et al., 2002; Sousa et al., 2010; Hooper et al., 2007; Ferretti et al., 2011).

La interferometría radar satelital ha pasado de ser una técnica con mucho potencial para monitorizar laderas inestables a formar parte esencial de las herramientas utilizadas con ese fin. Es una técnica que ha sido ya validada por numerosos trabajos científicos desarrollados principalmente en las dos últimas décadas (Hu et al., 2014). El desarrollo de nuevos métodos de procesado y la mejora de la resolución de las imágenes ofrece todavía un horizonte muy amplio a esta técnica. El lanzamiento de nuevos satélites con prestaciones mejoradas, como el caso del *Sentinel 1*, hace que sea un método todavía en plena evolución. Por otro lado, la tendencia actual de poner alta tecnología al alcance de la mayor cantidad de personas para incrementar su uso y productividad también ha influido en el ámbito de la teledetección (p.ej. <https://www.globalexplorer.org/>) y más específicamente de la interferometría radar (p.ej. <http://gpod.eo.esa.int/>). Con ese objetivo, la Agencia Espacial Europea (ESA) lanzó a finales de 2015 un proyecto para desarrollar un portal en el que poder analizar zonas de la Tierra mediante interferometría radar satelital de forma remota. Este portal, denominado *Geohazards Exploitation Platform* (GEP) (<https://geohazards-tep.eo.esa.int/#!>), ofrece un servicio donde seleccionar una determinada área de estudio y obtener información sobre desplazamientos superficiales entre dos fechas o de manera multi-temporal (i.e. a lo largo de un periodo de tiempo). El sistema accede a un catalogo muy amplio de imágenes radar y las procesa en los servidores de la ESA para finalmente enviar al usuario un mapa de desplazamientos. Tanto las imágenes radar como la posibilidad de procesarlas estaba solo al alcance de algunos pocos grupos de investigación o empresas especializadas en el desarrollo de herramientas

informáticas para el procesamiento de este tipo de imágenes. Con el desarrollo de la plataforma GEP, esta información estará abierta a un número creciente de usuarios y la interferometría radar ya no será una técnica aplicada exclusivamente por unos pocos grupos especializados.

En este trabajo damos a conocer algunos de los primeros resultados obtenidos en España a través de la plataforma GEP. La zona analizada fue una franja del Sur de España de unos ~40 km de anchura N-S y ~100 km de largo E-W que se extiende desde Benalmadena (Málaga) hasta Salobreña (Granada). Las imágenes del satélite ENVISAT de esta zona, con un área de 4.000 km², fueron procesadas de forma gratuita por los servidores de la ESA en aproximadamente 24 h. Hasta el momento, el tiempo con el que empresas o grupos de investigación especializados en análisis InSAR suministraban esos mismos resultados rondaba varios meses y su coste era de decenas de miles de Euros. A continuación presentamos el primer examen general de estos datos y las limitaciones y ventajas observadas con respecto al uso de la plataforma GEP.

2. ZONA DE ESTUDIO

El área analizada mediante la plataforma GEP se puede observar en la Figura 1. Se sitúa en la costa Sur de España, en la Comunidad Autónoma de Andalucía. Cubre la zona central de la Cordillera Bética donde se sitúa un sistema montañoso con desniveles de hasta 2000 m que limita al Sur con el Mar Mediterráneo formando una costa esencialmente rocosa. Este sistema montañoso está formado por un conjunto de sierras entre las que se encuentran las de Tejeda, Almjara, Alhama, Chaparral, Guájares, Albuñuelas, Mijas y los Montes de Málaga.

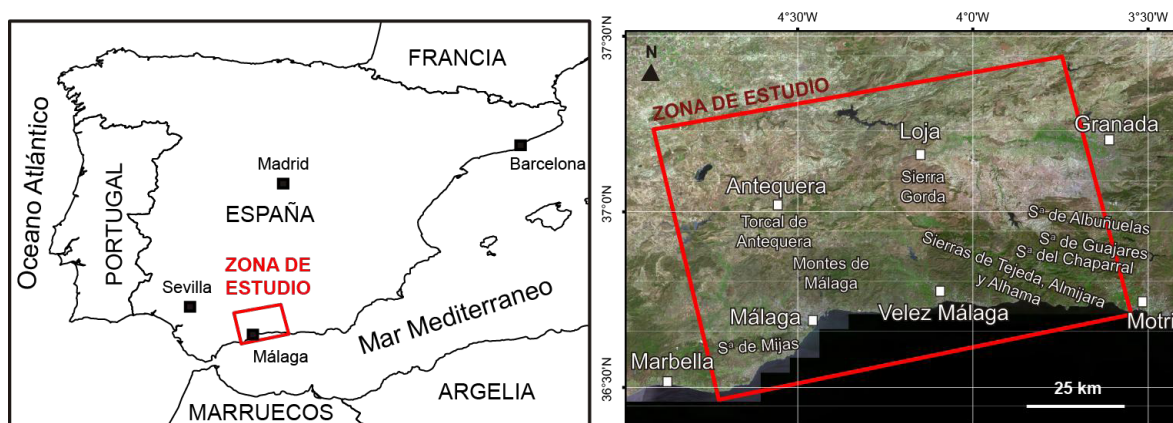


Figura 1. Localización de la zona de estudio.

Desde el punto de vista geológico, estos relieves están formados principalmente por materiales de las Zonas Internas de la Cordillera Bética. Concretamente, dentro de la zona de estudio las sierras más orientales, que presentan relieves más abruptos, están formadas

principalmente por rocas metamórficas del Complejo Alpujárride que engloba principalmente esquistos, cuarcitas, filitas y mármoles. Las laderas y taludes sobre estos materiales han mostrado tradicionalmente una especial susceptibilidad a deslizarse, siendo los lugares con presencia de filitas aquellos más propensos a la desestabilización. Los relieves occidentales, con un desnivel algo menos pronunciado, están formados por lutitas, areniscas, calizas y conglomerados del Complejo Malaguide. El sector norte del área de estudio cubre zonas con materiales Mesozoicos pertenecientes a las Zonas Externas de la Cordillera Bética y materiales desde el Neógeno hasta la actualidad que rellenan cuencas sedimentarias intramontañosas. Aunque este sector presenta un relieve menos pronunciado, es una zona donde se han descrito una gran variedad de movimientos de ladera (cf. Chacón et al., 2007).

La variabilidad climática de la zona de estudio hace que la cobertura vegetal presente una gran heterogeneidad. Las zonas más elevadas (Sierras de Tejeda, Almijara y Alhama) presentan un clima húmedo donde se registran precipitaciones medias anuales de hasta 1000 mm. Esas zonas suelen estar cubiertas de arbolado y matorral, aunque por las características del terreno existen amplias zonas de roquedo exentas de vegetación. La mayor parte de la zona de estudio presenta un clima semiárido con precipitaciones entre 200-500 mm y una cobertura vegetal reducida. La aridez y poca vegetación hacen de la zona de estudio un lugar idóneo para la aplicación de técnicas InSAR dado que tanto la humedad como la cobertura vegetal hacen más difícil la obtención de resultados fiables a través de estas técnicas.

Con respecto a los datos sobre movimientos de ladera en la zona de estudio se puede decir que son muy heterogéneos. La información disponible está representada principalmente por cartografías de deslizamientos de la provincia de Granada (e.g. Chacón et al., 2007), la zona de "Alta Cadena" (NE de la provincia de Málaga) (Irigaray y Chacón, 1991) e información sobre casos puntuales que han provocado daños en infraestructuras o edificios recopilados en informes y en la Base de Datos de MOVimiEntoS del terreno (BDMOVES) gestionada por el Instituto Geológico y Minero de España (IGME). Entre toda esta información cabe destacar los recientes trabajos de Notti et al. (2015) y Mateos et al. (2016) que han servido de referencia para evaluar la sensibilidad de los resultados que ofrecía la plataforma GEP.

3. METODOLOGÍA

El análisis realizado se ha llevado a cabo en dos fases principales: (1) procesado de imágenes SAR en remoto a través de la plataforma GEP de la ESA para la obtención de un mapa de desplazamientos de la superficie terrestre en la zona de estudio; (2) exploración e interpretación del mapa de desplazamientos mediante revisión de informes y literatura científica, fotointerpretación de fotografías aéreas y visitas al campo.

3.1. Procesado de imágenes SAR en remoto

El procesado de imágenes SAR se ha llevado a cabo mediante el método SBAS desarrollado

por Berardino et al. (2002). Este método ha sido implementado en la plataforma GEP para ser aplicado directamente en los servidores de la ESA tomando como información de entrada las imágenes SAR que se encuentran alojadas en esos mismos servidores. La descripción tanto del método como los detalles técnicos sobre cómo se lleva a cabo el procesado en la plataforma GEP se pueden consultar en Berardino et al. (2002) y Casu et al. (2014), respectivamente. A continuación solamente describimos de forma breve el procedimiento que se desarrolla en la plataforma web de la ESA para seleccionar y procesar las imágenes.

La interfaz de la plataforma se muestra en la Figura 2. Existe una ventana de mapa donde se selecciona la zona de estudio y se consultan las zonas cubiertas por las imágenes disponibles. A la derecha aparece una ventana donde elegir el tipo de análisis a llevar a cabo, en nuestro caso el InSAR SBAS. En esa misma ventana, una vez seleccionado el método aparecen los datos de entrada entre los que se encuentran las imágenes seleccionadas de la zona de estudio y los parámetros relativos al procesado. En la zona inferior izquierda aparecen las imágenes seleccionadas para el análisis.

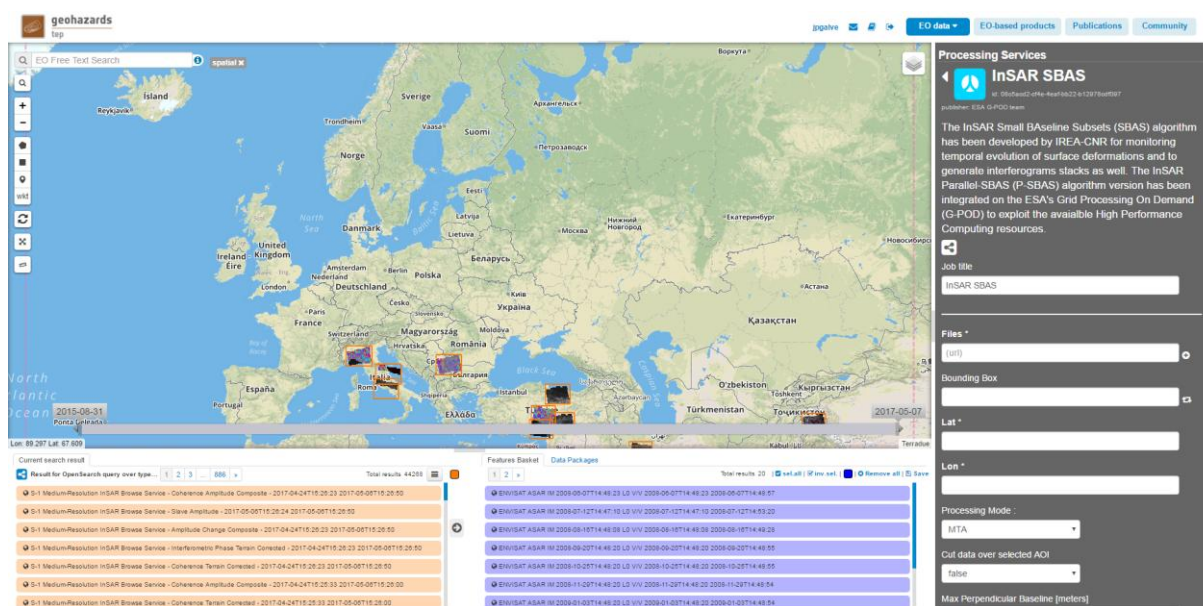


Figura 2. Interfaz de la plataforma GEP.

En el caso de estudio se analizaron 25 imágenes ASAR de archivo tomadas por el satélite ENVISAT entre el 21 de marzo 2003 y el 1 de agosto de 2008 (track 459). El sistema generó un total de 70 interferogramas que sirvieron de base para generar el mapa final de desplazamientos superficiales. Este mapa de desplazamientos está formado por los puntos con mayor fiabilidad (i.e. con coherencia mayor de 0.7) e indica tasas de desplazamiento en cm/año.

3.2. Interpretación del mapa de desplazamientos

El análisis InSAR a través de la plataforma web provoca que, al contrario que habitualmente, la interpretación de los resultados lleve más tiempo que el propio procesado de las imágenes. Como se ha mencionado con anterioridad los primeros resultados se pueden obtener en 24 horas pero su análisis posterior puede llevar desde algunas semanas a meses según el detalle que se pretenda alcanzar. En nuestro caso se ha llevado a cabo un examen general de los resultados sin entrar en mucho detalle. En primer lugar se validaron los datos obtenidos en la plataforma GEP con datos InSAR que se habían obtenido en proyectos previos. Para ello, se compararon los datos de GEP con los datos de desplazamientos detectados previamente en zonas como la Cuenca de Granada (Fernández et al., 2009; Sousa et al., 2010; Notti et al., 2016), Albuñuelas (Fernández et al., 2009), la costa Malagueña (Ruiz et al., 2012) y las urbanizaciones de Marina del Este y Carmenes del Mar de Almuñecar (Notti et al., 2015 y Mateos et al., 2016). En segundo lugar, se llevó a cabo un reconocimiento de toda la zona de estudio con el objetivo de identificar posibles movimientos de ladera todavía no descritos hasta el momento. Por último, aquellos puntos localizados que mostraban movimiento y podían estar asociados a deslizamientos fueron estudiados en detalle mediante fotointerpretación de imágenes aéreas, análisis de modelos digitales del terreno y campañas de campo.

4. RESULTADOS

El mapa de desplazamientos resultante del análisis InSAR se muestra en la Figura 3.

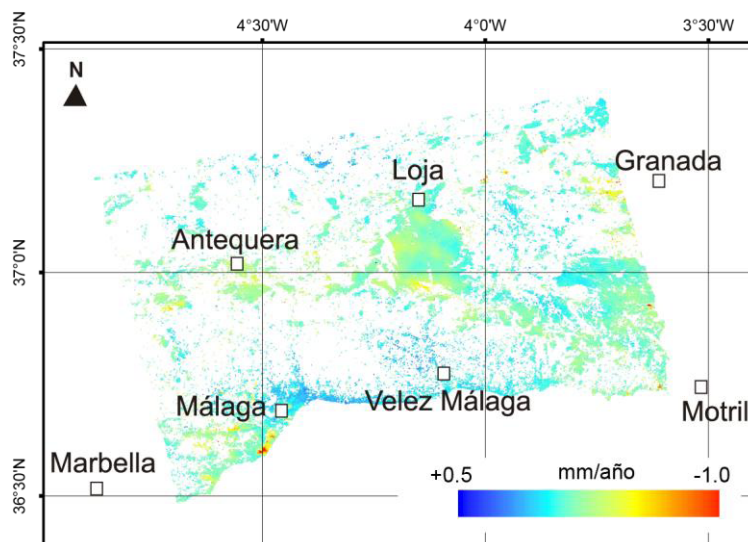


Figura 3. Mapa de desplazamientos de la zona de estudio.

En las Figuras 4 y 5 aparecen dos comparativas entre datos InSAR previos y los nuevos obtenidos a través de la plataforma GEP. Como se puede observar existe una buena correlación espacial entre los lugares donde el nuevo mapa de desplazamientos reconoce

movimientos de ladera y aquellas zonas ya identificadas en los estudios publicados. Esos resultados junto con medidas obtenidas en zonas subsidentes nos indicaron que los datos obtenidos mediante la plataforma GEP son fiables y podemos utilizarlos para identificar nuevas zonas con deslizamientos activos.

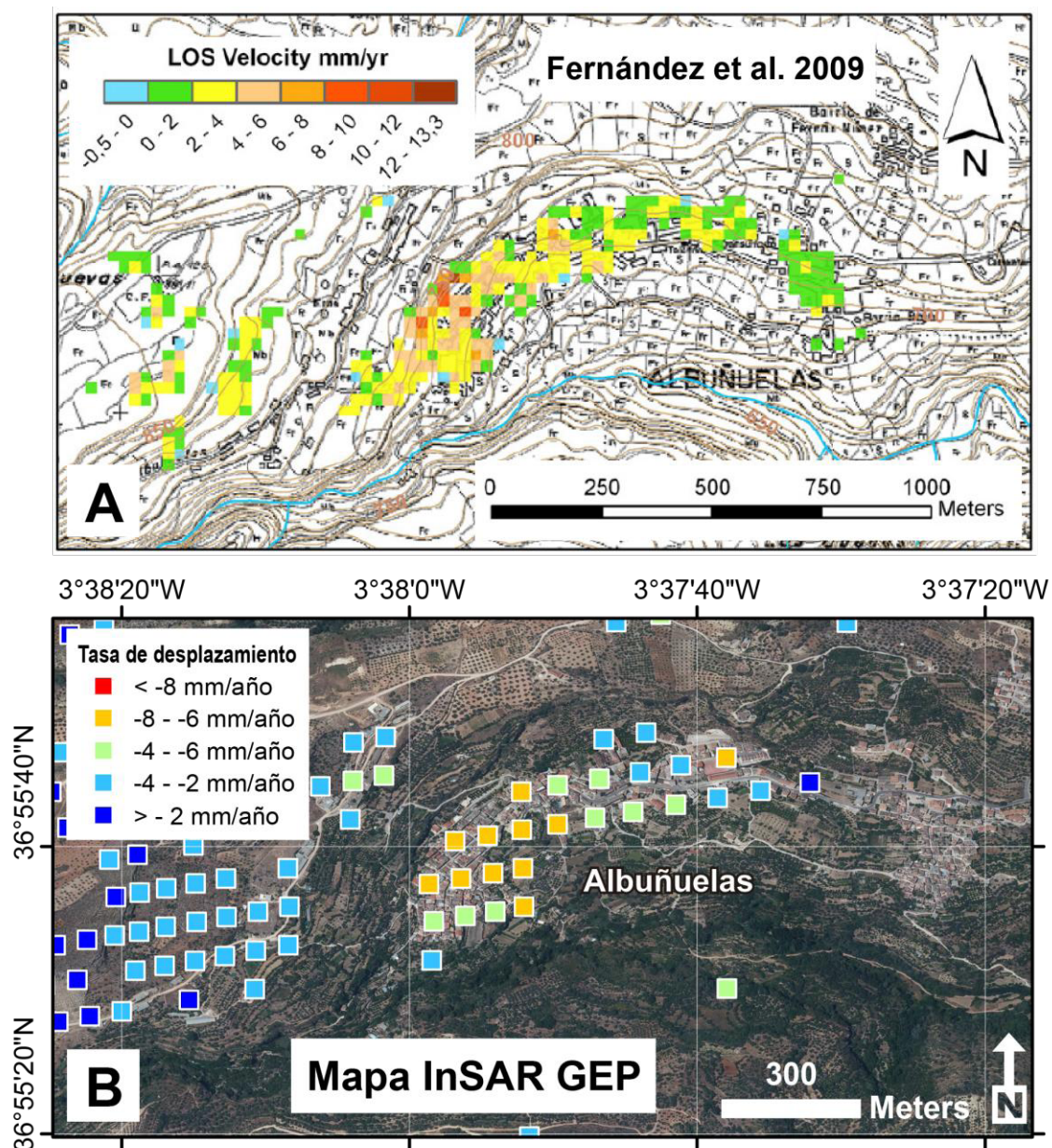


Figura 4. Comparación entre los datos obtenidos por (A) Fernández et al (2009) y (B) utilizando la plataforma GEP en la localidad de Albuñuelas afectada por multiples movimientos de ladera.

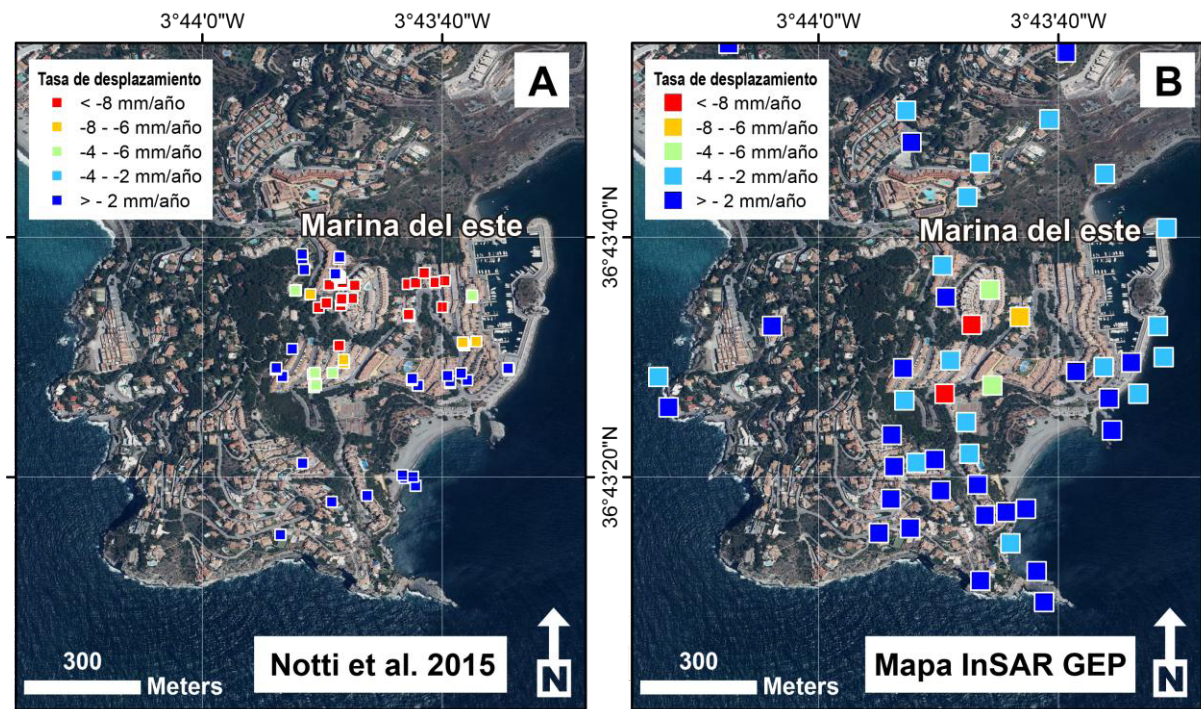


Figura 5. Comparación entre los datos obtenidos por (A) Notti et al (2015) y (B) utilizando la plataforma GEP en la urbanización "Marina del Este" afectada por un movimiento de ladera.

En las Figuras 6 y 7 vienen descritos algunos de los ejemplos más destacados que hemos reconocido y estamos actualmente estudiando en detalle.

5. DISCUSION

El uso de plataformas web y análisis numéricos complejos en remoto es una tendencia que se va a generalizar en los próximos años. En la actualidad se están desarrollando proyectos en ese sentido como por ejemplo la plataforma GEP. Este tipo de plataformas permite realizar análisis en equipos de gran potencia que reducen significativamente el tiempo de procesado. Este tipo de procesos están especialmente indicados para el análisis de un gran volumen de información como puede ser el caso del procesado de datos obtenidos vía satélite. Su análisis mediante ordenadores personales suele resultar dificultoso y lento cuando los datos son de alta resolución y los procesadores no suelen tener las suficientes prestaciones para computar grandes volúmenes de información y aplicarles análisis numéricos avanzados. Ese es el caso de los métodos InSAR para obtener mapas de desplazamientos de la superficie terrestre. Hasta ahora, estos métodos eran aplicados por equipos de trabajo especializados utilizando potentes equipos informáticos. Aun así necesitaban un tiempo que podía dilatarse a varios meses para ofrecer resultados fiables.

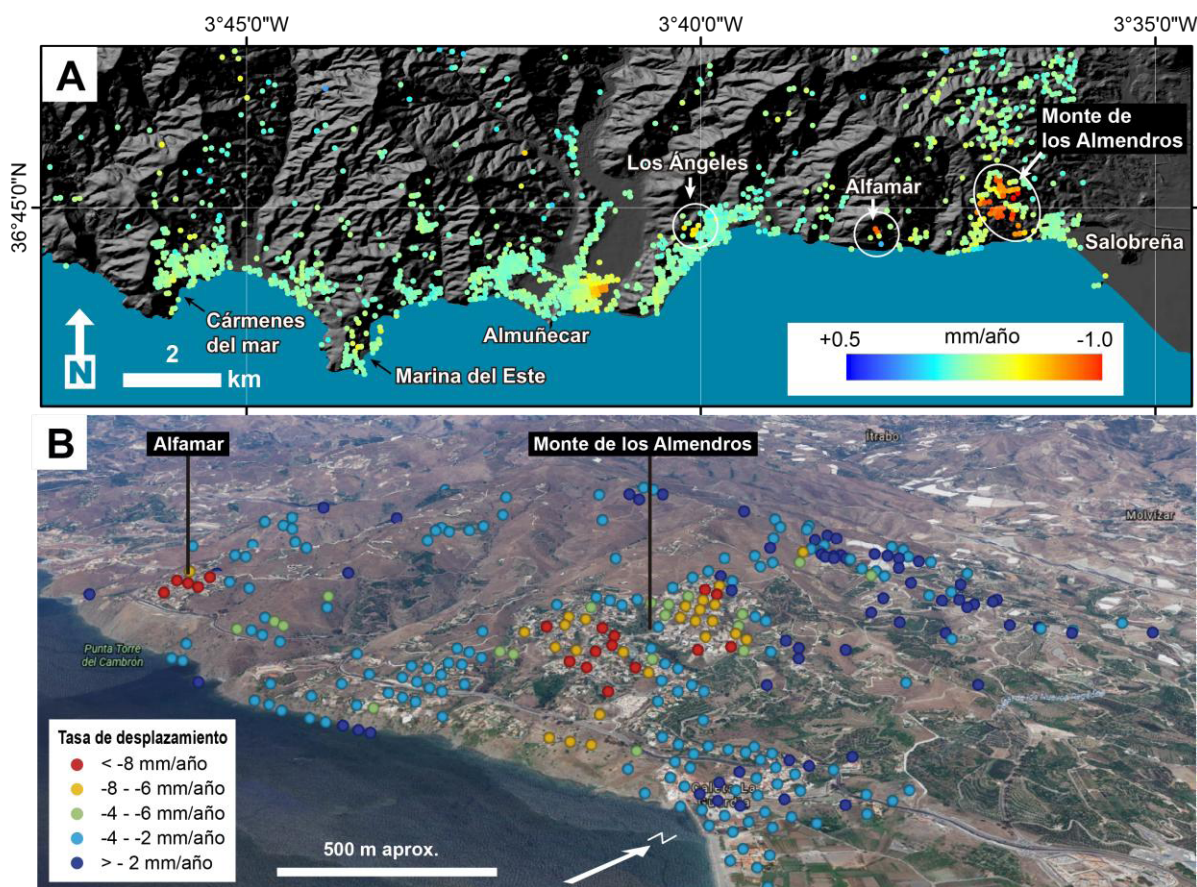


Figura 6. A. Extracto del mapa de desplazamientos generado por la plataforma GEP en el tramo de costa entre la urbanización "Carmenes de Mar" (Almuñecar) y Salobreña. Chacón et al. (2016) describe como las infraestructuras y viviendas de esta zona han tenido continuos daños ocasionados por movimientos de ladera. Los desplazamientos detectados reflejan perfectamente las principales zonas con problemas indicadas por los anteriores autores. B. Vista panorámica del sector más oriental del tramo de costa mostrado en (A) donde se representan los datos obtenidos mediante la plataforma GEP.

La espera era larga, el coste alto y los datos podían no ofrecer el resultado que se andaba buscando. La plataforma GEP por el momento no soluciona muchas de las limitaciones de la técnica InSAR pero actualmente ofrece una herramienta fiable con la que realizar análisis masivos de datos SAR y llevar a cabo estudios previos en zonas de interés. Sus principales limitaciones son que las zonas de estudio están limitadas a los lugares donde existen imágenes disponibles en los servidores de la ESA (una limitación importante para el caso de la Península Ibérica donde la cobertura de imágenes por el momento es reducida) y que, para automatizar procesos, no existe mucha flexibilidad a la hora de aplicar la técnica SBAS y funciona como un modelo de "caja negra". No obstante, la filosofía de la plataforma es ofrecer una herramienta a técnicos no especializados. Aquellos que busquen realizar análisis más precisos controlando todos los parámetros tendrán que seguir contratando los servicios de equipos especializados o desarrollar sus propias herramientas de procesamiento.

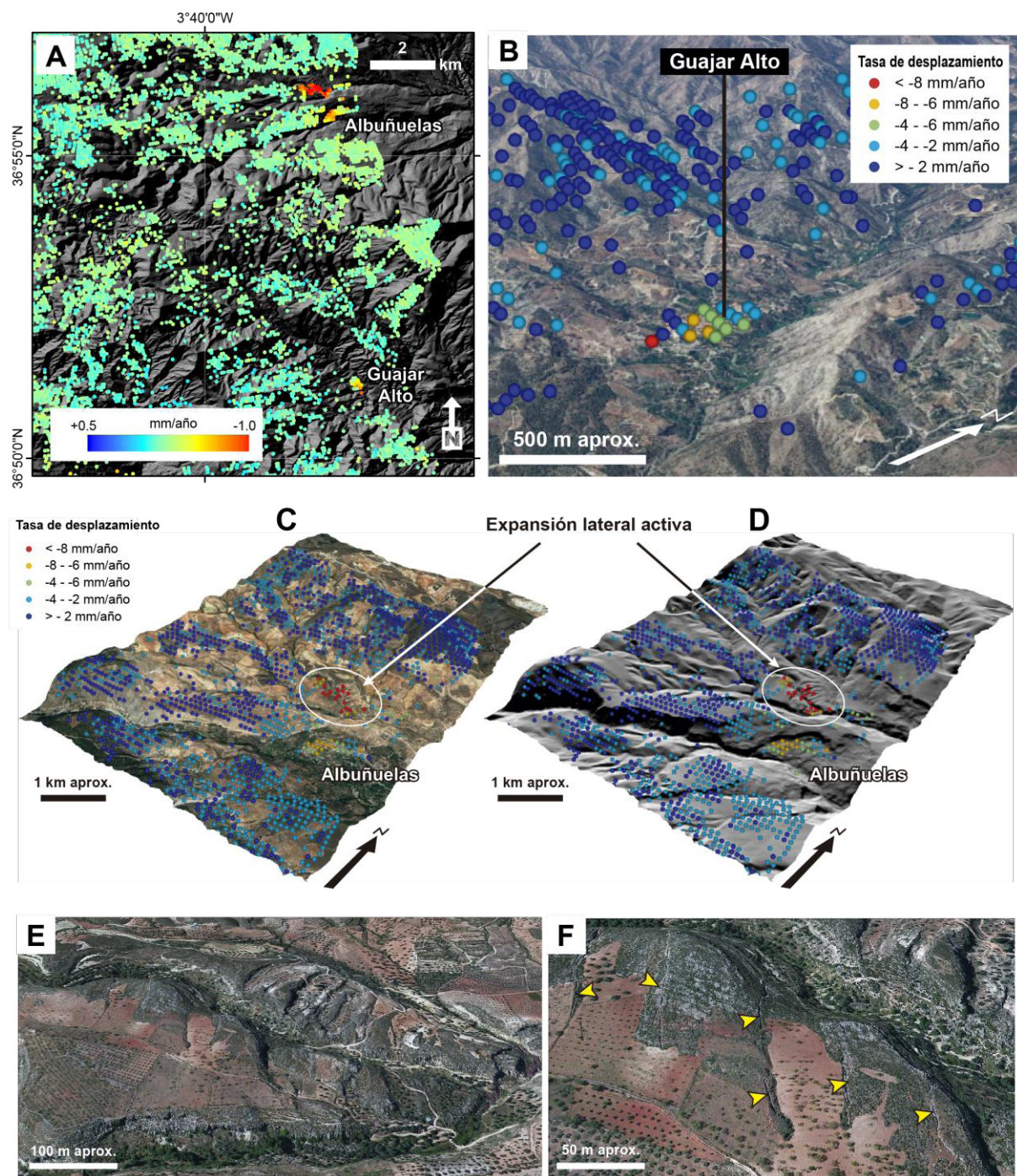


Figura 7. A. Mapa de desplazamientos en las Sierras de Guajares y Albuñuelas. B. Inestabilidad de identificada en Guajar Alto. C y D. Bloque diagrama de la zona de Albuñuelas con la imagen aérea (C) y el sombreado del relieve (D) junto con los datos de desplazamiento de la zona. E. Vista aérea de la expansión lateral activa detectada. F. Detalle de la zona donde se observa grietas abiertas (flechas amarillas)

De todas maneras, es un sistema en desarrollo y la complejidad de los análisis implementados en la plataforma irá en aumento con el tiempo. Con respecto a las limitaciones de la técnica en sí, cabe decir que la zona estudiada reunía unas condiciones muy buenas para su aplicación. La relativamente poca cobertura vegetal y la baja humedad han ofrecido muchos datos con alta coherencia, es decir, se han podido obtener muchos puntos con información de movimiento. Además, existían suficientes imágenes disponibles del satélite ENVISAT en el servidor de la ESA para llevar a cabo un análisis multi-temporal. Así, el análisis no ha tenido ninguna dificultad y el mapa de desplazamientos se obtuvo sin ningún problema con los parámetros por defecto. En otros casos puestos a prueba se ha tenido que analizar que parámetros e imágenes podían ser los más adecuados para obtener el mapa de desplazamientos y en algunas zonas las características de la región analizada o las imágenes disponibles no permitían obtener resultados. La plataforma GEP actualmente es un prototipo que se está poniendo a prueba y según las zonas e imágenes analizadas también responde con errores de procesado. De todas maneras, los resultados descritos aquí dan una idea de la potencialidad de esta plataforma y de los análisis InSAR en remoto para la monitorización de laderas inestables.

6. CONCLUSIONES

Datos previos generados por diferentes métodos de procesado InSAR han validado un mapa de desplazamientos obtenido mediante la técnica InSAR SBAS a través de la plataforma GEP de la ESA. En el caso de la urbanización "Marina del Este" y la localidad de Albuñuelas se han podido detectar los mismos movimientos identificados en trabajos previos. Casos como el de la propia urbanización "Marina del Este" o la urbanización "Cármenes del Mar" han tenido recientemente un gran impacto socio-económico que podría haberse evitado si herramientas como la plataforma GEP hubieran estado al alcance de los técnicos que proyectaron sendas urbanizaciones.

Por otro lado, los datos generados por la GEP han servido para identificar zonas afectadas por deslizamientos activos hasta el momento no documentadas. Visitas al campo han demostrado la fiabilidad de las medidas al localizar claras evidencias de actividad en las zonas detectadas: fisuras, grietas, escarpes frescos y daños en edificios e infraestructuras. Aunque estos resultados han sido exitosos, la plataforma está todavía en fase de desarrollo y se le puede considerar como un prototipo. Sin embargo, los resultados obtenidos en el Sur de España indican que la GEP podrá ser una poderosa herramienta para realizar análisis preliminares con el fin de localizar y monitorizar movimientos de ladera activos.

REFERENCIAS

Berardino, P., Fornaro, G., Lanari, R., Sansosti, E., 2002. A new algorithm for surface deformation monitoring based on small baseline differential SAR interferograms. IEEE Transactions on

- Geoscience and Remote Sensing, 40 (11), 2375–2383.
- Casu, F., Elefante, S., Imperatore, P., Zinno, I., Manunta, M., De Luca, C., Lanari, R., 2014. SBAS---DInSAR Parallel Processing for Deformation Time-Series Computation," IEEE JSTARS, 7 (8), 3285-3296.
- Chacón, J., Irigaray, C. y Fernández, T., 2007. Movimientos de ladera de la Provincia de Granada. En: Atlas de Riesgos Naturales en la Provincia de Granada (M. Ferrer, Coord.). Edición Diputación - IGME, 45-82.
- Fernandez, P., Irigaray, C., Jimenez, J., El Hamdouni, R., Crosetto, M., Monserrat, O., Chacon, J., 2009. First delimitation of areas affected by ground deformations in the Guadalfeo River Valley and Granada metropolitan area (Spain) using the DInSAR technique. Engineering Geology, 105, 84–101.
- Ferretti, A., Fumagalli, A., Novali, F., Prati, C., Rocca, F. and Rucci, A., 2011. A new algorithm for processing interferometric data-stacks: SqueeSAR. IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing, 49, 3460–3470.
- Ferretti, A., Prati, C., Rocca, F., 2000. Nonlinear subsidence rate estimation using permanent scatterers in differential SAR interferometry. IEEE Trans. Geosci. Remote Sens., 38 (5), 2202–2212.
- Hooper, A., Segall, P., Zebker, H., 2007. Persistent scatterer Interferometric Synthetic Aperture Radar for crustal deformation analysis, with application to Volcan Alcedo, Galapagos. J. Geophys. Res. 112 (B7).
- Hu, J., Li, Z.W., Ding, X.L., Zhu, J.J., Zhang, L. and Sun, Q., 2014. Resolving three-dimensional surface displacements from InSAR measurements: A review. Earth-Science Reviews, 133, 1–17.
- Irigaray, C., Chacón, J., 1991. Movimientos de ladera en el sector de Colmenar (Málaga). Revista de la Sociedad Geológica de España, 4, 203-214.
- Mateos, R.M., Azañón, J.M., Roldán, F.J., Notti, D., Pérez-Peña, V., Galve, J.P., Pérez-García, J.L., Colomo, C.M., Gómez-López, J.M., Montserrat, O., Devantery, N., Lamas-Fernández, F. and Fernández-Chacón, F., 2016. The combined use of PSInSAR and UAV photogrammetry techniques for the analysis of the kinematics of a coastal landslide affecting an urban area (SE Spain). Landslides, 1–12.
- Notti, D., Galve, J.P., Mateos, R.M., Monserrat, O., Lamas-Fernández, F., Fernández-Chacón, F., Roldán-García, F.J., Pérez-Peña, J.V., Crosetto, M. and Azañón, J.M., 2015. Human-induced coastal landslide reactivation. Monitoring by PSInSAR techniques and urban damage survey (SE Spain). Landslides, 12, 1007–1014.
- Notti, D., Mateos, R.M., Monserrat, O., Devantery, N., Peinado, T., Roldán, F.J., Fernández-Chacón, F., Galve, J.P., Lamas, F. and Azañón, J.M., 2016. Lithological control of land subsidence induced by groundwater withdrawal in new urban areas (Granada Basin, SE Spain). Multiband DInSAR monitoring. Hydrological Processes, 30, 2317–2331.
- Ruiz, A.M., Caro, M., Sousa, J.J., Gil, A.J., Hanssen, R.F., Perski, Z., Galindo-Zaldivar, J., Sanz de Galdeano, C., 2012. Land Subsidence Monitoring In The Southern Spanish Coast Using Satellite Radar Interferometry, En: Fringe 2011. p. 54.
- Sousa, J.J., Ruiz, A.M., Hanssen, R.F., Bastos, L., Gil, A.J., Galindo-Zaldivar, J., Sanz de Galdeano, C., 2010. PS-InSAR processing methodologies in the detection of field surface deformation- Study of the Granada basin (Central Betic Cordilleras, southern Spain). Journal of Geodynamics, 49, 181–189.

INTEGRACIÓN DE DATOS GEOMORFOLÓGICOS, GEOTÉCNICOS Y NUBES DE PUNTOS 3D PARA LA CARACTERIZACIÓN DE UN TALUD EXCAVADO EN LIMOS EROSIONABLES

Roberto TOMÁS*, Miguel CANO*, Antonio ABELLÁN[†], Adrián J. RIQUELME*, José Luis PASTOR*

* Departamento de Ingeniería Civil.
Escuela Politécnica Superior
Universidad de Alicante

[†] Scott Polar Research Institute, Department of Geography
Faculty of Earth Sciences & Geography
University of Cambridge

RESUMEN

En el presente trabajo se recogen los resultados más significativos de la caracterización geológico-geotécnica y de la monitorización llevada en un talud afectado por procesos de erosión hídrica superficial y subsuperficial del término municipal de Elche (Alicante). El talud objeto de estudio se encuentra excavado en materiales limosos cubiertos por una capa superior de espesor métrico compuesta por gravas parcialmente cementadas. La caracterización litológica y geomorfológica realizada ha consistido en la elaboración de una cartografía de detalle del talud y de los diferentes elementos resultantes de la acción erosiva, así como de los mecanismos de inestabilidad asociados. Asimismo, se han ensayado muestras de suelo para su clasificación y la evaluación de su potencial erosivo y dispersivo y se ha llevado a cabo un análisis de estabilidad global del talud haciendo uso de métodos de equilibrio límite. El trabajo se completa con el estudio los daños observados en la propiedad situada en la coronación del talud. Finalmente, se ha llevado a cabo una integración de toda la información disponible con el fin de identificar los mecanismos de inestabilidad y los factores condicionantes y desencadenantes de los mismos que afectan al talud, así como establecer relaciones causa-efecto entre la situación de estabilidad del talud y los daños observados en la edificación situada en la coronación del talud.

1. INTRODUCCIÓN

Los procesos erosivos que afectan a taludes son fenómenos complejos que consisten en la disgregación y meteorización del suelo o del material rocoso en el que se excavan por la acción de los agentes atmosféricos y la posterior denudación por arrastre de las partículas disgregadas (Llopis, 2002). Estos procesos están, a su vez, controlados por un amplio número de factores geométricos, geológicos, hidrológicos, ambientales y geotécnicos (Suárez, 2001).

En el caso de la erosión hídrica de taludes, durante las primeras etapas erosivas se desarrollan los surcos o regueros, que constituyen pequeñas incisiones longitudinales orientadas a favor de la línea de máxima pendiente del talud. Estas pequeñas incisiones pueden progresar considerablemente generando profundas acanaladuras de erosión denominadas cárcavas. Las cárcavas son, por lo general, indicativas de un avanzado estado de erosión, modificando considerablemente la geometría de los taludes. Otra modalidad erosiva es la tubidificación (*piping* en inglés) que se produce por la filtración de agua en el suelo y la posterior generación de conductos por arrastre de partículas. Frecuentemente, estos procesos erosivos llevan asociados a su vez fenómenos de inestabilidades por descalce o erosión interna del talud (Crosta y di Prisco, 2001; Vandamme y Qingping, 2013).



Fig. 1. Vista general del talud y de las diferentes litologías. Obsérvese la presencia de la vivienda afectada en la parte central del talud.

En el presente trabajo se recogen los resultados más significativos de la caracterización geológico-geotécnica y del estudio de control de cambios llevada a cabo mediante láser escáner terrestre (*Light Detection and Ranging, LiDAR*, en inglés) entre los años 2011 y 2016 en un talud afectado por procesos de erosión hídrica situado en el término municipal de Elche (Alicante; Figura 1). La información geológica, geotécnica y remota disponible ha sido integrada para poder identificar los mecanismos de inestabilidad y los factores condicionantes y desencadenantes de los mismos que afectan al talud, así como establecer

relaciones causa-efecto entre la situación de estabilidad del talud y los daños observados en la edificación situada en la coronación del talud.

2. MARCO GENERAL DE LA ZONA DE ESTUDIO

La zona objeto de estudio se encuentra ubicada en el término municipal de Elche, más concretamente al Oeste del Barranco de las Monjas, próximo al nuevo cementerio de Elche. La topografía original de la zona ha sido modificada considerablemente con el paso de los años debido a la construcción de viviendas, caminos, canales, etc.

El clima de Elche corresponde a un típico clima mediterráneo caracterizado por veranos muy calurosos y secos e inviernos suavizados por el efecto del mar. Las precipitaciones son escasas aunque pueden llegar a ser intensas, sobre todo al final del verano y en otoño, cuando se pueden producir depresiones aisladas en niveles altos (conocidas como gota fría) que pueden causar importantes aguaceros con una gran capacidad erosiva (erosividad).

El paisaje es árido con pendientes generales Sur-Sureste constituidas por materiales detríticos procedentes de los relieves de la Sierra de Crevillent y adyacentes. En el entorno del talud objeto de estudio se observan numerosas estructuras geomorfológicas de erosión tanto superficiales (i.e. cárcavas y regueros) como subsuperficiales (i.e. tubificación o *piping*).

Desde un punto de vista geológico, la zona objeto de estudio se encuentra situada según la cartografía geológica (Hoja 893 28-35 –Elche) a escala 1:50.000 (Pignatelli *et al.*, 1973) en una formación detrítica de conglomerados y arcillas rojizas (Q_{cg}) de carácter continental que pertenece al tramo más antiguo del Cuaternario. Esta formación detrítica presenta un buzamiento suave hacia el S-SE, y se extiende a lo largo de la franja de edad miocena desde el extremo occidental de la hoja hasta unos 6 km al E de la ciudad de Elche y en algunas zonas aparece endurecido por una costra calcárea (Q_c) de origen secundario que lo cubre. En zonas cercanas, como son los cauces de los barrancos situados al Este de la zona de estudio afloran materiales del Cuaternario indiferenciado (Q), que es la formación más reciente del Cuaternario, incluyendo “coluviones, aluviones, depósitos salobres y detritos en general”.

3. METODOLOGÍA

Cartografía geológica y tomas de muestras

Los trabajos de campo han permitido elaborar una cartografía de litologías y geomorfológica pormenorizada del talud, así como el levantamiento de columnas litológicas de detalle de las secciones más representativas. Posteriormente, para la correcta caracterización de los materiales presentes en el talud objeto de estudio, se ha procedido a

la toma de muestras de suelo en sacos de los tres tramos litológicos más representativos del talud, descritos anteriormente. Las muestras individuales de cada uno de los tramos definidos fueron transportadas en sacos de plástico convenientemente cerrados para evitar la contaminación y/o pérdida de los materiales enviados al laboratorio de Mecánica del Suelo y de las Rocas del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Alicante para su posterior ensayo. Las muestras fueron preparadas mediante cuarteo para su posterior ensayo.

Ensayos de laboratorio

Las muestras de suelo disponibles fueron ensayadas en el laboratorio para ser caracterizadas a través de ensayos de granulometría (UNE-103101:1995) y límites de Atterberg (UNE 103-103-94 y 103-104-93). Además, se han realizado ensayos para evaluar el potencial erosivo y dispersivo de las diferentes litologías presentes en el talud: ensayo pinhole (NLT 207 y ASTM D4647), ensayo de Crumb (ASTM D6572) y ensayo del doble hidrómetro (ASTM D 4221).

Detección de cambios mediante LiDAR

Para el estudio de detección de cambios se ha realizado un total de tres adquisiciones mediante LiDAR en los años 2011, 2012 y 2016 (Tabla 1). La primera adquisición de datos, constituida por tres escaneos diferentes, ha sido empleada como nube de puntos de referencia (S_0). Las nubes de puntos de las adquisiciones sucesivas (S_i) han sido alineadas respecto a la superficie de referencia, minimizando la distancia existente entre ambas. Las diferencias entre las nubes de puntos de las series de datos registrados corresponden a la diferencia entre sus respectivas distancias (*range*) a lo largo de la línea de vuelo (*Line of flight*) y por lo tanto a los cambios geométricos ocurridos en la escena (Abellán et al., 2010; 2014; Jaboyedoff *et al.*, 2012).

Parámetro	Febrero 2011	Agosto 2012	Febrero 2016
Tipo de instrumental	Iris 3D	Iris 3D long range	Leica C10
Distancia media (m)	33	33	33
Espaciado medio (cm)	4.1	3.7	
Número de escaneados	3	3	1
Velocidad de adquisición (puntos/segundo)	2.500	10.000	50.000

Tabla 1. Resumen de los parámetros de adquisición de las campañas de LiDAR realizadas.

Análisis de daños en la vivienda

Para el análisis de patologías existentes en la vivienda situada en la coronación del talud se llevó a cabo un reconocimiento de los daños externos e internos a través de inspecciones visuales. Las observaciones realizadas fueron registradas en fichas acompañadas de las correspondientes descripciones y croquis, permitiendo evaluar el nivel de daños en la edificación de acuerdo con la clasificación de Cooper (2008).

4. RESULTADOS

Geología del talud estudiado

El talud estudiado presenta una orientación NW-SE y un buzamiento de unos 80° hacia el NE. Su altura varía entre 3.0 y 6.0 m, disminuyendo gradualmente hacia el SE. El talud está constituido por materiales pertenecientes a una formación detrítica de conglomerados y arcillas rojizas (Q_{cg}) de carácter continental. Los trabajos de campo han permitido elaborar una cartografía de detalle de las litologías presentes en el talud en la que se han diferenciado tres unidades litológicas que, de techo a muro, corresponden a (Figuras 1 y 2):

- Unidad 3 (U3) – Gravas (GM) parcialmente cementadas (Conglomerados): Se sitúan en la parte superior del talud y en ocasiones en zonas intermedias con potencias métricas variables.
- Unidad 2 (U2) - Arenas limo-arcillosas de color rojizo (SM-SC): Este material se sitúa a muro del material anteriormente descrito y sobre las arcillas limo-arenosas de color marrón claro.
- Unidad 1 (U1) - Arcillas limo-arenosas de baja plasticidad (CL) de color marrón claro: Este material se sitúa por debajo del material correspondiente a las arenas limo-arcillosas de color rojizo y tan sólo aflora en el sector norte del talud.

Propiedades geotécnicas de los suelos

Los ensayos de caracterización de los suelos existentes en el talud han proporcionado los resultados mostrados en la Tabla 2. Según estos los materiales que constituyen el talud son principalmente gravas (GM), arenas limo-arcillosas (SM-SC), así como arcillas de baja plasticidad (CL) según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Los porcentajes de arcilla y arena calculados a partir de los resultados del ensayo de granulometría por sedimentación son del 50.7 y 35.4%, y 30.1 y 45.5% para las unidades litológicas 1 y 2, respectivamente. Los ensayos realizados para evaluar el potencial erosivo y dispersivo de las unidades U1 y U2 los clasifica como grado 2, intermedio con reacción ligera, según el ensayo Crumb (ASTM D6572) y como no dispersivo según el ensayo de doble hidrómetro

(ASTM D 4221). Según el ensayo de dispersabilidad por tubificación o ensayo *Pinhole* (NLT 207 y ASTM D4647), los suelos se han clasificado como ND3 (i.e. ligeramente dispersivos).



Fig. 2. Detalle de los materiales presentes en el talud: a) gravas parcialmente cementadas (U3). b) arenas limo-arcillosas de color rojizo (U2); c) arcillas limo-arenosas de baja plasticidad (U1). El lado mayor de la libreta tiene una longitud de 29,7 cm.

Litología	Pasa 200 (% < 0.08 mm)	Tamaño máximo (mm)	Límite líquido (%)	Índice de plasticidad (%)	Clasificación s/ SUCS	c' (kPa)*	ϕ' (°)*	Crumb	Doble densímetro	Pinhole
U3 – Gravas parcialmente cementadas	22.59	50	NP	NP	GM	20	38°	-	-	-
U2 - Arenas limo-arcillosas de color rojizo	37.04	20	19.9	5.7	SM-SC	90	22°	Grado 2	ND	ND3
U1 - Arcillas limo-arenosas de color ocre	67.16	25	30.1	14.1	CL	90	22°	Grado 2	ND	ND3

Tabla 2. Resumen de los resultados de los ensayos realizados en el laboratorio sobre las muestras de suelo obtenidas. NP: no plástico; ND: No dispersivo; ND3: ligeramente dispersivo; (*) Valores obtenidos de bibliografía y de un estudio realizado en una zona próxima.

Cálculos de estabilidad

La estabilidad de la ladera se ha evaluado por medio del programa de equilibrio límite *Slide* empleando valores de resistencia al corte de suelos de características similares de un estudio más amplio que se realizó en un paraje próximo denominado “La Garganta” y de la bibliografía. En los cálculos de estabilidad se ha considerado la sobrecarga de la edificación, evaluando la situación real existente (sin retranqueo de la edificación) y una situación hipotética en la que la vivienda estuviera retranqueada 5 m respecto al talud, tal y como exige la normativa urbanística municipal. Los factores de seguridad (FS) obtenidos son siempre mayores que 1.8 (valor mínimo exigido por el CTE), incrementando el FS un 18% con el retranqueo de la vivienda.

Detección de cambios

La comparación de las nubes de puntos 3D obtenidas en fechas diferentes proporciona los resultados mostrados en la figura 3. Los resultados parecen mostrar algunos errores sistemáticos debidos a las dificultades existentes para el registro de los tres escaneos de las adquisiciones de 2011 y 2012, puesto que los escaneos presentaban franjas de solape muy pequeñas y pocos elementos de referencia estables. Pese a esta dificultad, los resultados muestran los siguientes aspectos destacables:

- Periodo 2011-12: La zona S del talud presenta mucho ruido debido a la presencia de abundante vegetación que enmascara los procesos erosivos. En el extremo más septentrional, la erosión es generalizada y más difusa, observándose también diversas inestabilidades de bloques de mayor tamaño. En la zona central del talud, debajo de la vivienda, se observa una importante erosión con una morfología lineal

que presenta una clara continuidad (aunque con menor tasa de erosión) hacia el N. Bajo esta capa se observa una segunda capa erosionada.

- Periodo 2012-16: La zona S del talud presenta problemas de ruido por la vegetación que dificultan la interpretación. Durante este periodo, tanto debajo de la vivienda como en la zona central del talud, se identifican importantes cambios ($\cong -0.75$ m). También se identifican numerosas inestabilidades puntuales en algunas zonas aisladas del talud, así como en la zona situada más al norte.

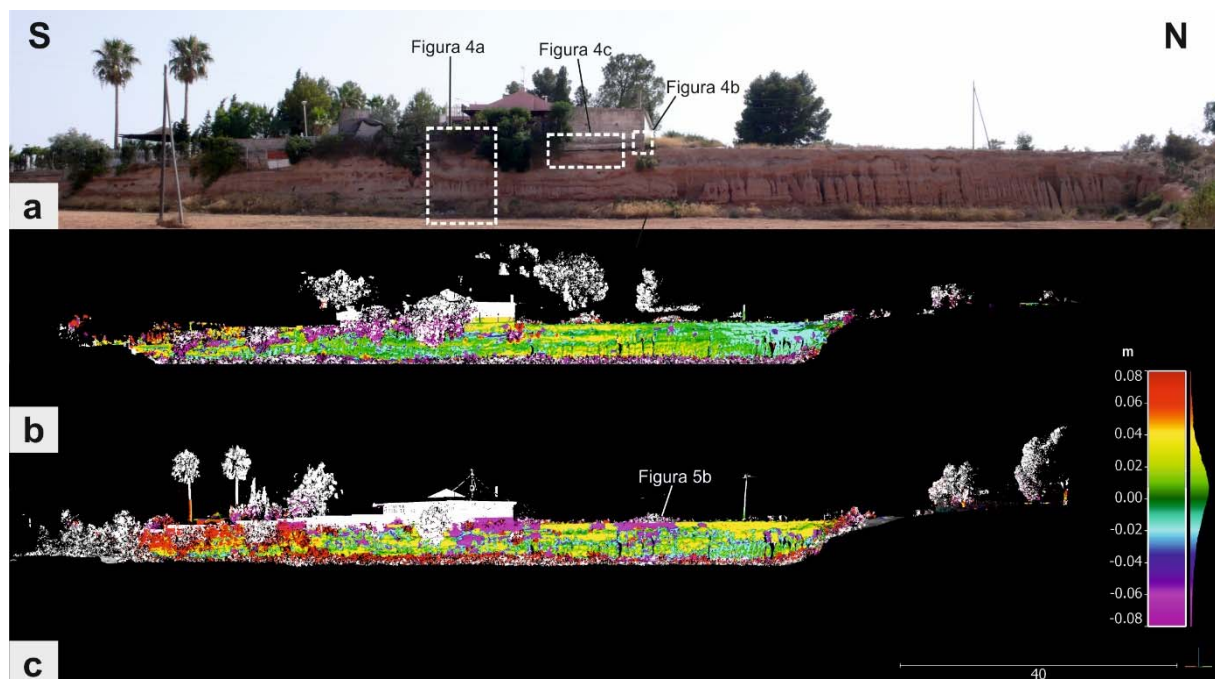


Fig. 3. (a) Fotografía del talud. Cambios producidos en el talud objeto de estudio entre (b) 2011 y 2012 y (c) 2012 y 2016.

Daños en la vivienda

Los daños observados en la vivienda consisten principalmente en la aparición de grietas verticales y a 45° en los paramentos perpendiculares a la dirección del talud compatibles con los posibles movimientos ocasionados por el descalce parcial de la cimentación observado (Figura 4). También se han documentado algunas fisuras en el pavimento paralelas al propio talud, así como una ligera inclinación hacia el talud del muro que delimita la parcela en su lado NE. Asimismo, la propiedad informó del derrumbe de un tramo de una decena de metros de la antiguo cerramiento (Figura 4) de la parcela construido sobre la coronación del talud junto con algunos arbustos de gran porte coincidiendo con un

episodio de lluvias intensas. El análisis conjunto de los daños observados en la vivienda ha permitido clasificar los daños en la vivienda como clase 2-3 de acuerdo a la clasificación de Cooper (2008).



Fig. 4. a) Detalle de las grietas aparecidas en la esquina NE por descalce de la cimentación. Obsérvese la erosión existente bajo la esquina de la edificación y la valla. (b) Pared de bloques del cerramiento de la parcela superior parcialmente colapsada. Obsérvese la acumulación de cascotes en la parte inferior del talud. c) Descalce generalizado de la cimentación de la edificación por erosión hídrica de los materiales presentes en el talud.

Durante la visita a la vivienda, también se pudo constatar que la mayor parte de la escorrentía superficial recogida en la zona pavimentada, así como el drenaje del agua recogida en la cubierta se realizaba por vertido directo al talud.

5. DISCUSIÓN

En este trabajo se ha llevado a cabo una integración de información geológica, geotécnica y nubes de puntos 3D obtenidas mediante láser escáner 3D para la caracterización de un talud excavado en litologías erosivas, en cuya coronación se localiza una vivienda que se ha visto afectada por las inestabilidades asociadas a los propios procesos erosivos.

Los resultados derivados de la aplicación de las diferentes técnicas ponen de manifiesto la existencia de un importante control litológico y estratigráfico de los procesos erosivos del talud. Los materiales presentes en la coronación del talud se encuentran parcialmente cementados, presentando una elevada resistencia a la erosión. Sin embargo, las capas infrayacentes, están constituidas por materiales limosos con un potencial erosivo grado 2, ND y ND3 según los ensayos Crumb, doble hidrómetro y pinhole, respectivamente. Dada la disposición de litologías parcialmente encostradas de la parte superior del talud situadas a techo de los limos, la erosión y removilización de estos últimos produce el descalce y desestabilización de las capas superiores cementadas. Esto genera inestabilidades de tamaño métrico que se acumulan tanto en el pie del talud como en los salientes existentes en el talud debido a la presencia de capas con mayor resistencia a la erosión (Figura 5). Estas inestabilidades corresponden fundamentalmente a colapsos que presentan una trayectoria básicamente vertical (Corominas y Yagüe, 1997). Por otro lado, se observan algunos desplomes (de acuerdo a la clasificación de Corominas y Yagüe, 1997) en los que las agujas de los relieves residuales giran o vuelcan sobre su base, fracturándose durante el desarrollo del movimiento (Figura 5). El análisis de estabilidad global realizado, proporciona factores de seguridad muy elevados que descartan la ocurrencia de roturas generales del talud con superficie circular.

Las morfologías erosivas alcanzan un mayor desarrollo en la parte N del talud, dónde las cárcavas alcanzan dimensiones de orden métrico, encontrándose su ápice de desarrollo en zonas preferentes de circulación y concentración de la escorrentía. En el sector S del talud, la erosión afecta mayoritariamente a la franja superior del talud. Esto se debe a las actuaciones antrópicas llevadas a cabo, como son la construcción de una valla y una edificación en el borde del talud, el vertido de la escorrentía superficial de la zona superior pavimentada y de parte de los faldones de la cubierta de la edificación sobre el talud, así como la plantación de vegetación en la coronación del talud que además dificulta el estudio de cambios mediante LiDAR. Estos factores han favorecido el colapso de algunos tramos del vallado durante el desarrollo de eventos lluviosos, así como el asiento de parte de la edificación (Figura 4).

El agua de escorrentía superficial procedente de las superficies superiores del talud, así como de las zonas pavimentadas y de las cubiertas de la edificación situada en la parte superior del talud favorecen de forma notable el desarrollo de procesos erosivos en el talud, constituyendo el principal factor desencadenante de las inestabilidades. Los frecuentes aguaceros de gran intensidad (e.g. 104.8 mm en noviembre de 2016;

<http://www.meteoelche.com/infostat.php>) que afectan a esta región tras la prolongada temporada estival, caracterizada por la presencia de elevadas temperaturas y un importante déficit hídrico, ejercen una importante influencia en la capacidad de erosión de los materiales limosos y por ende en el desarrollo de los procesos de inestabilidad asociados.



Fig. 5. a) Ilustración de la relación existente entre los procesos erosivos y las inestabilidades del talud. La graduación de escala de la izquierda es de 1 m. b) Fotografía de un colapso producido entre 2012 y 2016 en el sector norte del talud (Figura 3) de la capa de gravas parcialmente cementadas.

6. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha llevado a cabo una integración de información multidisciplinar para la caracterización de un talud en limos afectado por erosión hídrica en el término municipal de Elche, Alicante. Para ello se ha llevado a cabo una caracterización litológica, geomorfológica y geotécnica de los materiales presentes en el talud, la evaluación de la estabilidad del talud, un análisis de daños de la edificación situada sobre el talud y una monitorización mediante LiDAR de los cambios producidos entre 2011 y 2016. La integración de toda esta información ha permitido reconocer con detalle los mecanismos de inestabilidad y los factores condicionantes y desencadenantes, así como confirmar las relaciones causa-efecto entre los procesos que afectan al talud y los daños observados en la edificación.

La adquisición de nuevas nubes de puntos 3D mediante láser escáner y la realización de nuevos ensayos para la caracterización del potencial erosivo del suelo (e.g. SAR -*Sodium Adsorption Ratio*- y ESP -*Exchangeable Sodium Percentage*-) permitirán caracterizar con mayor detalle el rol de las diferentes litologías presentes en el talud en el desarrollo de las inestabilidades y la evaluación de sus tasas de erosión.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer a D. Joaquín Salvador por autorizar el acceso a la parcela para la toma de datos, así como el apoyo logístico del *Risk Analysis Group* de la Universidad de Lausanne. Este trabajo ha sido parcialmente financiado por la Universidad de Alicante en el marco del proyecto GRE14-04, la Generalitat Valenciana a través del proyecto GV/2011/044, por el Ministerio de Educación, Cultura y Deporte a través del Proyecto PRX14/00100 y por el Ministerio de Economía y Competitividad y los fondos EU FEDER con los proyectos TIN2014-55413-C2-2-P y ESP2013-47780-C2-2-R. Finalmente, el tercer autor agradece al programa H2020 de la Unión Europea la concesión del proyecto MSCA-IF- 2015-705215 (Marie Skłodowska-Curie Individual Fellowships).

REFERENCIAS

- Abellán, A., Calvet, J., Vilaplana, J.M. & Blanchard, J., 2010. Detection and spatial prediction of rockfalls by means of terrestrial laser scanner monitoring. *Geomorphology*, 119, 162-171.
- Abellán, A., Oppikofer, T., Jaboyedoff, M., Rosser, N.J., Lim, M. & Lato, M.J., 2014. Terrestrial laser scanning of rock slope instabilities. *Earth Surface Processes and Landforms*, 39, 80-97.
- Cooper, A.H., 2008. The classification, recording, databasing and use of information about building damage caused by subsidence and landslides. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 41, 409-424.
- Corominas, J., Yagüe, A., 1997. Terminología de los movimientos de ladera. IV Simposio nacional sobre taludes y laderas inestables, Granada, 11-14 de Noviembre de 1997, pp. 1051-1072.
- Crosta, G. & Prisco, C.D., 1999. On slope instability induced by seepage erosion. *Canadian Geotechnical Journal*, 36, 1056-1073.
- Jaboyedoff, M., Oppikofer, T., Abellán, A., Derron, M.-H., Loye, A., Metzger, R. & Pedrazzini, A., 2012. Use of LIDAR in landslide investigations: a review. *Natural Hazards*, 61, 5-28.
- Llopis, G., 2002. Control de la erosión y obras de desagüe. En: López Jimeno (Ed.), *Manual de estabilización y revegetación de taludes*, Madrid, pp. 287-390.
- Pignatelli, R., Espejo, J.A., Crespo, A., 1973. Mapa geológico y Memoria de la Hoja nº 893 (Elche). Mapa Geológico de España E. 1:50:000 ITGE, 27 pp.
- Suárez-Díaz, J., 2001. Control de erosión en zonas tropicales. División Editorial y de Publicaciones Universidad Industrial de Santander, Santander, Colombia.
- Vandamme, J. & Zou, Q., 2013. Investigation of slope instability induced by seepage and erosion by a particle method. *Computers and Geotechnics*, 48, 9-20.

RECONSTRUCCIÓN DE UN DESLIZAMIENTO DE ROCAS USANDO TÉCNICAS DE TELEDETECCIÓN COMPLEMENTARIAS (FOTOGRAMETRÍA, LIDAR) Y DATOS SÍSMICOS

Mar TAPIA^{1, 2}; Marta GUINAU¹, Marta TORNÉ¹, Manuel J. ROYÁN¹, Cristina PEREZ^{1, 3}, Anna ECHEVERRIA¹, Pere ROIG¹ y Emma SURINACH^{1, 2}

1 Grup Recerca Consolidat RISKINAT, Institut Recerca Geomodels, Dept. Dinàmica de la Terra i de l'Oceà, Facultat de Ciències de la Terra, Universitat de Barcelona

2 Laboratori d'Estudis Geofísics Eduard Fontserè (LEGEF-IEC), Barcelona 08001, Spain

(mtapia@iec.cat)

3 Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University, Furo-cho, Chikusa-ku, Nagoya 464-8601, Japan

RESUMEN

En este trabajo se presenta el análisis de un deslizamiento de roca natural y una voladura controlada mediante datos LiDAR, fotogrametría y señales sísmicas con el principal objetivo de caracterizar los movimientos y analizar la complementariedad de las técnicas utilizadas. El análisis de datos LiDAR y fotogramétricos permitió detectar 4 familias de discontinuidades preferentes, responsables de la desestabilización del talud. El volumen de roca involucrado en la voladura controlada (128 m³) fue calculado a partir de datos de LiDAR terrestre y fotogramétricos pre y post voladura, utilizando dos metodologías de análisis diferentes, que después han permitido estimar el volumen de material involucrado en el deslizamiento natural (450 m³) a partir de datos de LiDAR aéreo previos al deslizamiento. El deslizamiento natural quedó registrado en dos estaciones sísmicas permanentes aportando información del volumen de material deslizado y de su localización. El desprendimiento ocasionado por la voladura controlada fue registrado por dos sensores sísmicos aportando información de la dinámica de los bloques durante su trayectoria.

1. INTRODUCCIÓN

Los desprendimientos de roca son fenómenos a menudo repentinos que pueden causar considerables daños dependiendo de su localización y características (Ferrero et al., 2016). En los últimos años, diferentes técnicas de sensores remotos como el LiDAR (Light Detection And Ranging), o la fotogrametría, se han consolidado como herramientas de gran utilidad para la detección remota y el análisis de desprendimientos rocosos, como demuestran Abellan et al. (2014 y 2016). El alcance, la precisión y resolución de los datos 3D que ofrecen estas técnicas las hacen particularmente efectivas para la detección y caracterización de los desprendimientos de rocas. No obstante, ambas técnicas, aportan poca información para la descripción de la trayectoria y cinemática de los bloques de roca a lo largo del desplazamiento.

En las últimas décadas, el desarrollo de otras técnicas como el análisis de señales sísmicas han permitido obtener datos relevantes en cuanto a la detección, localización, cálculo del volumen de material involucrado y descripción de la cinemática de los bloques de roca durante su

desplazamiento (Deparis et al., 2008; Vilajosana et al., 2008; Lacroix and Helmstetter, 2011; Bottelin et al, 2014; Hibert et al., 2017, entre otros).

El progreso de estas técnicas junto al desarrollo de nuevas metodologías de tratamiento de datos, han supuesto un gran avance para el análisis de los desprendimientos de roca (Abellán et al., 2014 y 2016; Hibert et al., 2017). El análisis de datos LiDAR, fotogramétricos y de señales sísmicas en una zona afectada por un deslizamiento de roca natural y una voladura controlada, ha permitido el cálculo de volumen de material involucrado en ambos movimientos, la determinación de la estructura que condiciona la estabilidad del talud y la caracterización de la cinemática de los bloques desprendidos por la voladura controlada. La combinación de estas técnicas se presenta en este trabajo como la oportunidad de analizar la complementariedad de la información que nos aporta cada una, pudiendo así realizar un análisis completo del caso, aportando información caudal tanto para la realización de análisis de estabilidad como para el diseño de medidas de protección.

Área de estudio y descripción de eventos

El 5 de mayo de 2013, un deslizamiento de roca de rotura planar ($\approx 450 \text{ m}^3$) cortó la carretera C-204Z entre las poblaciones de La Riba y Vilaverd (Tarragona) (PK 30-31) (Fig. 1). Dicho deslizamiento dejó suspendido en el talud un bloque de material descalzado ($\approx 150 \text{ m}^3$), que obligó a desarrollar un proyecto de saneamiento del talud a partir de una voladura controlada y la posterior estabilización del talud. Previamente a la voladura se realizaron dos test con micro voladuras para comprobar que el saneamiento del talud con esta técnica no afectaría las vías de comunicación próximas, como la carretera comarcal C-14 y la vía del ferrocarril Madrid-Barcelona (Fig. 1).



Figura 1. Izquierda: Situación del área de estudio con la localización de las estaciones de las que se han registrado los datos TLS (en amarillo), fotogramétricos (en celeste) y sísmicos (en verde). Localización de la voladura en el extremo superior de la zona afectada por el deslizamiento natural (línea discontinua blanca) (Imagen correspondiente a la ortofoto 25 cm del ICGC). Derecha: imagen del deslizamiento natural.

2. ADQUISICIÓN DE DATOS Y PRE-TRATAMIENTO

A continuación se describen las series de datos obtenidas. La figura 2 muestra el momento en el que se obtiene cada serie de datos en relación a los diferentes acontecimientos ocurridos.

Datos LiDAR Terrestre

Con el fin de caracterizar la zona afectada por la voladura controlada, se obtuvieron dos series de datos LiDAR, una anterior a la voladura y una posterior (Figs. 1 y 2). Estos datos se obtuvieron con un Láser Escáner Terrestre Ilris 3D-Optech (www.optech.ca/i3dprodline-ilris3d.htm), un GPS Top-Con GB-1000 con una antena PG-A1 para el posicionamiento de los escáneres, y una cámara réflex calibrada Canon 40D. Estos datos fueron pre-procesados mediante el software Polyworks® (www.innovmetric.com) obteniendo dos nubes de puntos tridimensionales (pre y post voladura) formadas por un promedio de 497.641 puntos cubriendo una superficie de 1.500 m² y con una densidad media de 332 puntos/m².

Datos fotogramétricos

Para la obtención de los modelos fotogramétricos se obtuvieron dos series de fotografías digitales, una anterior a la voladura y otra posterior (Fig. 2). Estas series de fotografías se obtuvieron desde 5 posiciones diferentes (Fig. 1), utilizando una cámara réflex digital Canon EOS600D de 18 Mpíx., equipada con una lente de 55mm. Las fotos se tomaron con una distancia focal de f/22, una velocidad de 1/80 s e ISO 400. Para el posicionamiento de las cámaras se utilizó un GPS TopCon GB-1000 con una antena PG-A1. El tratamiento de las fotografías con Agisoft Photoscan® (www.agisoft.com) permitió obtener dos nubes de puntos tridimensionales con un promedio de 276.308 puntos cubriendo una superficie de unos 1.500 m² y con una densidad media de 184 puntos/m².

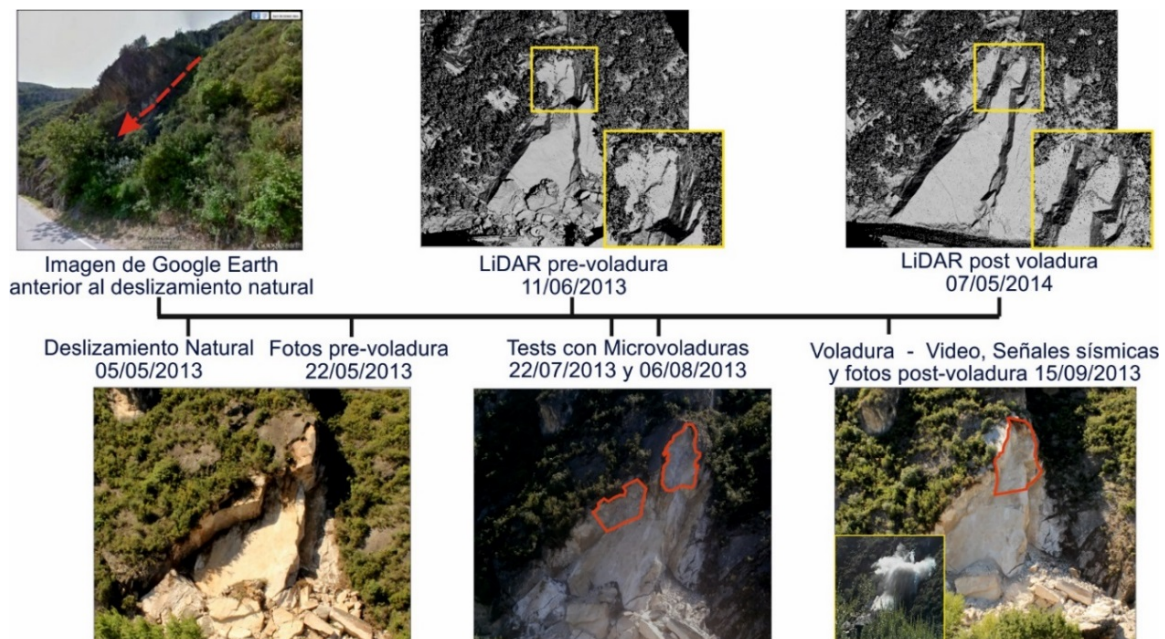


Figura 2. Cronología de acontecimientos y adquisición de datos.

Medidas sobre el terreno

En la parte inferior del talud (zona accesible) se obtuvieron 61 medidas de orientaciones sobre las diferentes discontinuidades observadas. Estas medidas se realizaron con una brújula con inclinómetro Silva Ranger S, con una precisión instrumental de 1°.

Registro de señales sísmicas

A aproximadamente 10km de la ubicación del deslizamiento se encuentran dos estaciones sísmicas permanentes broadband (EPOB y POBL). EPOB pertenece a la red sísmica nacional (IGN) y POBL a las estaciones sísmicas que gestiona LEGEF-IEC (<http://sismic.iec.cat>).

Además, el día de la voladura se instalaron dos estaciones temporales de corto periodo (Fig. 1). Constan de un digitalizador SpiderNano (Worldsensing), un sensor Mini-seismonitor GeoSpace de corto periodo, GPS y baterías para su alimentación. La adquisición de los datos se realiza de forma continua con un muestreo de 250 muestras/s, dando lugar a un rango de frecuencias registradas de 2-125 Hz.

Filmación de vídeo

La voladura se filmó con dos videocámaras SONY HDV 1/3" 3CCD de alta definición situadas en dos localizaciones diferentes cercanas a la posición de las cámaras fotográficas.

Datos de LiDAR aéreo

Los datos de LiDAR aéreo utilizados pertenecen al Proyecto LiDARCat del Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC), el cual obtuvo estos datos entre 2009 y 2011, con un sistema ALS50-II de Leica ([ICGC-Datos lidar – 2017](#)). La nube de puntos (formada por 52.906 puntos, cubriendo una superficie de 10000 m² y con una densidad media de 5 puntos/m²) ha sido clasificada para detectar los puntos correspondientes al terreno.

CARACTERIZACIÓN DE DISCONTINUIDADES

El análisis de las nubes de puntos pre y post voladura mediante el programa SEFL (Surface Extraction From LiDAR) (García-Sellés et al., 2011), ha permitido determinar tanto la estructura del talud, como las superficies formadas por los desprendimientos. Los resultados obtenidos fueron contrastados con los datos de campo (Fig. 3).

A partir del análisis descrito anteriormente se han detectado 5 familias de discontinuidades; F1, F2, F3, y F4 con orientaciones medias de 040°/55°, 165°/70°, 306°/85° y 180°/52° (Fig. 3), son las más evidentes y las que claramente condicionan la estabilidad del talud. F1 corresponde a la estratificación, que define la superficie de deslizamiento. La familia F5 con orientación media 310°/50° (Fig. 3) no se puede detectar con el análisis de las nubes de puntos dado que únicamente se observa como lineaciones en su intersección con la superficie del talud, reflejando una de las principales limitaciones de esta metodología de análisis. Sin embargo está bien representada por los datos de campo.

El análisis de las nubes de puntos post-voladura muestra un conjunto de puntos indicando una orientación preferente ($210^{\circ}/60^{\circ}$) (6 en Fig. 3 C, D y F). Dicha orientación no se detecta ni en las nubes de puntos pre-voladura ni en los datos de campo, dado que no corresponde a una discontinuidad natural que afecte la estabilidad del talud sino a una superficie generada por la voladura.

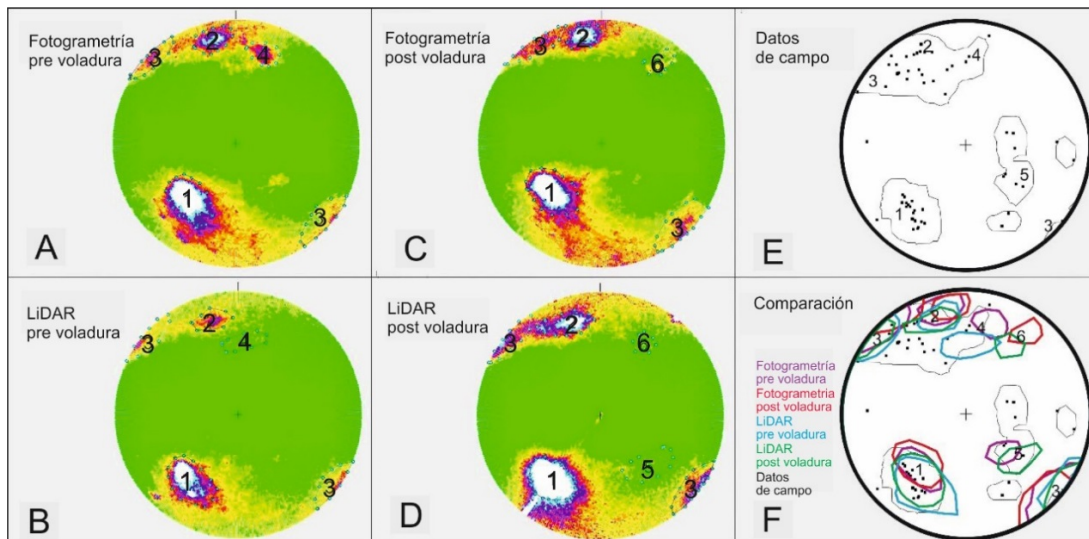


Figura 3. De A a D: representación estereográfica de los polos de las superficies detectadas con SEFL. E) representación estereográfica de los datos de campo. F) estereograma comparativo de los 5 estereogramas anteriores. En los estereogramas se han numerado las diferentes familias de discontinuidades del 1 al 6.

4. CÁLCULO DE VOLÚMENES

Volumen de roca involucrado en la voladura controlada

La comparación de nubes de puntos pre y post voladura mediante el software *PolyWorks* (InnovMetric – www.innovmetric.com) permite obtener el volumen de material desprendido entre las dos tomas (Fig. 4A). El programa genera una malla triangular irregular (TIN) a partir de cada una de las nubes de puntos (pre y post deslizamiento/voladura). La generación de una superficie plana, paralela a la superficie del talud (superficie de referencia) permite calcular el volumen entre dicha superficie y el TIN pre y post voladura mediante la herramienta *Surface to Plane* de *Polyworks*.

La metodología utilizada requiere la toma de datos anterior al deslizamiento, datos que en muchas ocasiones no están disponibles. Por este motivo, se ha desarrollado otra metodología que permite obtener el volumen de material involucrado en el desprendimiento a partir del análisis estructural del talud rocoso y la observación de la geometría de los bloques desprendidos, reconstruyendo el volumen de material desprendido mediante la creación de superficies 3D que delimitan dicho volumen de roca. Este proceso, realizado con el programa de cartografía 3D *GOCAD* de *Paradigm®* (<http://www.pdgm.com>), permite calcular un volumen delimitado por superficies en un entorno 3D (Fig. 4B).

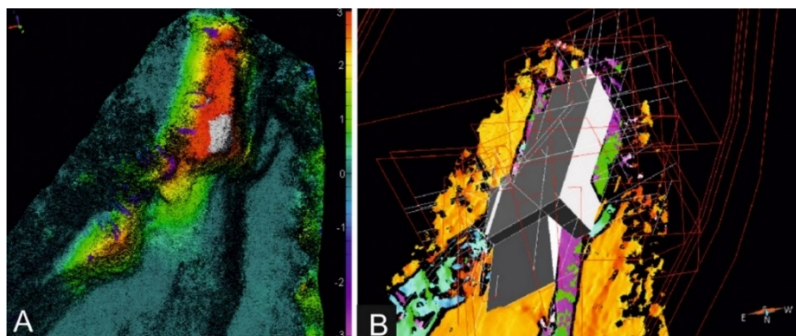


Figura 4. Cálculo del volumen de material involucrado en la voladura; A) a partir de la comparación de las nubes de puntos LiDAR y B) a partir de la reconstrucción del bloque desprendido mediante superficies 3D.

		GOCAD		POLYWORKS	
		Photogrammetry	LiDAR	Photogrammetry	LiDAR
Volumen 1	micro voladura 1 (22/06/2013)	16,43	18,71	27,35	30,48
Volumen 2	micro voladura 2 (06/08/2013)	75,15	85,31	-	-
Volumen 3	voladuras 2 + 3 (06/08/2013 – 15/09/2013)	196,01	220,69	183,11	206,67
Vol. 3 – Vol. 2	voladura 3 (15/09/2013)	120,86	135,38	-	-
		FOTOGRAMETRÍA VS LIDAR		GOCAD VS POLYWORKS	
		Gocad (%)	PolyWorks (%)	Photogrammetry (%)	LiDAR (%)
Volumen 1	micro voladura 1 (22/06/2013)	12,19	10,27	0,11	38,62
Volumen 2	micro voladura 2 (06/08/2013)	11,91	-	-	-
Volumen 3	voladuras 2 + 3 (06/08/2013 – 15/09/2013)	11,18	11,40	-7,04	-6,78
Vol. 3 – Vol. 2	voladura 3 (15/09/2013)	10,73	-	-	-

Tabla 2. Volúmenes (en m³) obtenidos para los desprendimientos ocasionados por las voladuras controladas, y comparativa de los resultados obtenidos con datos LiDAR y fotogramétricos y con las 2 metodologías propuestas.

Dado que entre la toma de datos pre y post voladura se realizaron dos test con micro voladuras, los volúmenes de material involucrados en estas también han sido calculados. Los resultados obtenidos para cada voladura se muestran en la Tabla 2, donde a su vez se identifican los datos y la metodología a partir de los cuales se ha realizado el cálculo de volúmenes. La tabla incluye una comparativa de los volúmenes obtenidos con datos LiDAR y fotogrametría y con las dos metodologías utilizadas.

Volumen del deslizamiento natural

A pesar de que no se tienen datos de LiDAR terrestre ni fotografías anteriores al deslizamiento natural, la observación de fotografías aéreas y de imágenes de Google Earth®, anteriores a dicho deslizamiento, han permitido reconstruir el volumen de material involucrado, tomando como referencia las orientaciones de las discontinuidades que delimitaban el bloque deslizado. La reconstrucción 3D de estas superficies utilizando el programa *GOCAD de Paradigm®* (<http://www.pdgm.com>) ha permitido la estimación de dicho volumen (431 m³).

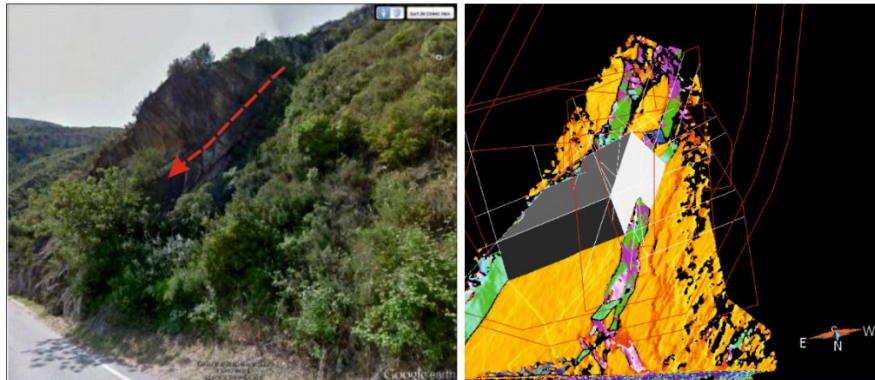


Figura 5. A) Imagen de Google Earth© previa al deslizamiento natural. La línea discontinua roja indica la dirección y la superficie de deslizamiento natural. B) Volumen involucrado en el deslizamiento natural delimitado por superficies 3D en GOCAD.

A partir de la comparación de la nube de puntos de LiDAR aéreo, anterior al deslizamiento natural, con los datos reducidos e interpolados de LiDAR terrestre posteriores a este, utilizando los programas [CloudCompare](http://www.cloudcompare.org) (www.cloudcompare.org) y *Matlab*, se ha obtenido un volumen de 475 m³.

5. CARACTERIZACIÓN A PARTIR DE SEÑALES SÍSMICAS

Estudio sísmico del deslizamiento natural: detección, localización y cálculo de volúmenes

Las estaciones permanentes EPOB, POBL están separadas 3 km entre sí. La distancia POBL-deslizamiento de la Riba es de 10,7 km; la distancia EPOB-deslizamiento es de 9,5 km. Estas estaciones están en condiciones locales diferentes; POBL se encuentra encima de la unidad Qg1, pie de monte del Pleistoceno, relleno de cuenca sedimentaria conformado por sedimentos de abanico aluvial, en general materiales blandos; y EPOB se encuentra encima de la unidad Cap, pizarras con niveles de areniscas del Carbonífero, mucho más duros. La diferencia litológica afecta las amplitudes registradas en general, siendo mayores en EPOB que en POBL, y siendo el registro de EPOB más fidedigno.

El 5 de mayo de 2013 se registra una señal a las 08:41:40 UTC (10:41:40 hora oficial) que coincide en ambas estaciones sísmicas y se correlaciona con la ocurrencia del desprendimiento natural. El análisis de diferentes señales registradas dentro del posible marco temporal y la comparación con otros catálogos sísmicos permitieron identificar la señal sísmica asociada a ese deslizamiento (Fig. 6), descartándola de otras posibles fuentes sísmicas. El análisis de las señales sísmicas muestra que la mayor parte de la energía sísmica que se registra a esa distancia es probablemente producida por el fuerte impacto del deslizamiento en la carretera. La señal sísmica producida por la fricción del bloque a lo largo de su recorrido no puede distinguirse debido a la gran atenuación de las ondas a esta distancia (≈ 10 km).

Las características en los dominios de frecuencia y tiempo se corresponden a las descritas en trabajos previos sobre deslizamientos e impactos de bloques y su forma correlaciona bien con un gran impacto en un acotado intervalo de tiempo. En las detecciones de deslizamientos a

distancias menores ($< 3\text{km}$) las señales se caracterizan por una mayor duración y una forma característica que muestra un incremento gradual de las amplitudes conforme el flujo avanza hacia la estación registrada (Biescas et al., 2003; Suriñach et al. 2005; Cole et al., 2009).

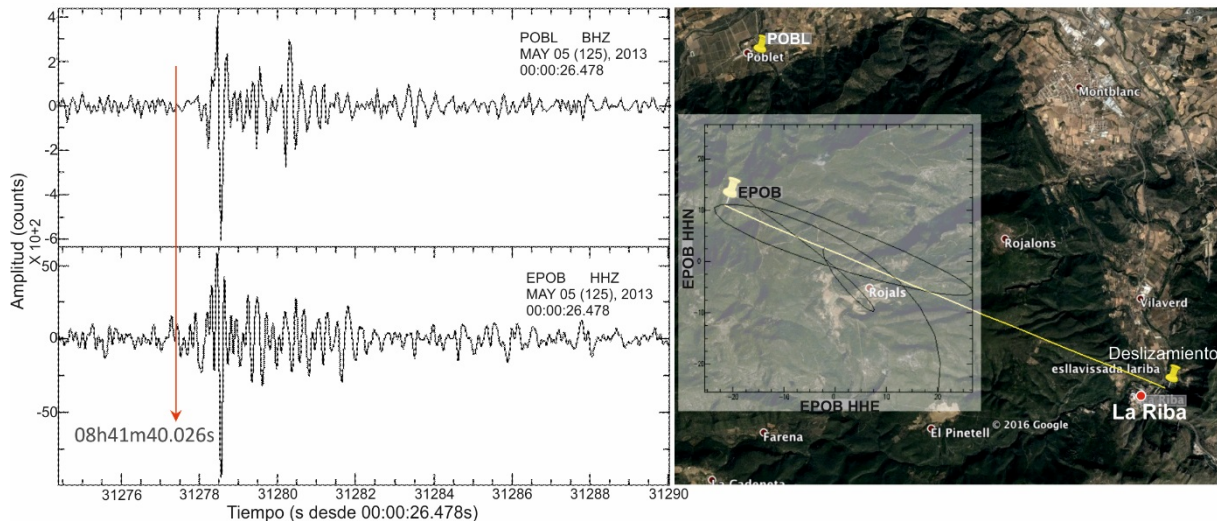


Figura 6. Izq: Detección sísmica del deslizamiento natural simultáneamente en la estación de POBL y EPOB. Dcha: Ubicación de las estaciones sísmicas y movimiento de partícula del movimiento sísmico correspondiente a ondas P.

El estudio de polarización de las ondas sísmicas permite identificar diferentes tipos de onda producidas por el deslizamiento. En primer lugar, se detectan ondas P con una amplitud superior al ruido de fondo, permitiendo la localización del evento. El estudio del movimiento del suelo de las ondas P muestra la dirección entre la ubicación de la estación sísmica y el lugar donde se produjo el deslizamiento (Fig. 6). Las amplitudes mayores del registro se corresponden con ondas tipo S y superficiales con movimientos retrógrados cuasi-circulares.

De las amplitudes obtenidas y siguiendo la metodología del cálculo de magnitudes propuesta en Bottelin et al. (2014), se obtiene que para la estación de EPOB se registra un evento de magnitud 0.3 grados y 0.8 para POBL. Para el cálculo de magnitudes se utiliza el método del IGN en sus localizaciones sísmicas (IGN 2017). Las diferencias de medio grado de magnitud entre estaciones se pueden atribuir a las condiciones geológicas locales. Teniendo en cuenta la ley de energía sísmica de Gutenberg-Richter ($\log E_s = 2.4M + 5.8$) obtenemos respectivamente una energía sísmica de 3MJ para EPOB y 55MJ para POBL. El deslizamiento natural implicó un volumen de $\approx 450 \text{ m}^3$ de roca de densidad 26 KN/m^3 cayendo de un desnivel de 10-15 m. Considerando un rango entre el 80 y 90% de la masa inicial obtendríamos una energía potencial de entre 90 y 160 MJ.

Los resultados indican que solo una pequeña fracción de energía potencial se transmite al suelo en forma de energía sísmica, de la misma forma que muestran trabajos anteriores (Vilajosana et al., 2008). Hay que tener en cuenta en nuestra estimación que la fracción de la energía sísmica producida durante parte del deslizamiento es atenuada debido a la distancia.

Detección y caracterización de la cinemática de los bloques desprendidos por la voladura

El 15 de septiembre de 2013 se instalaron dos estaciones sísmicas cerca de la zona donde se realizó la voladura controlada. La estación SP1 se instaló en roca, a 81 m del lugar del desprendimiento y la estación SP2, en la carretera, a 53 m (Fig. 1). Las envolventes normalizadas de las señales sísmicas de las respectivas estaciones muestran buena correlación entre los registros de ambas. La diferencia de amplitudes entre la estación SP2 y la SP1 se debe a la distancia de recorrido de las ondas entre ambas ubicaciones (28 m) y las diferentes características del suelo donde se ubican (roca –pavimento). El diagrama de Husid (Husid, 1969) indica que el desprendimiento duró 9.1s (Fig. 7).

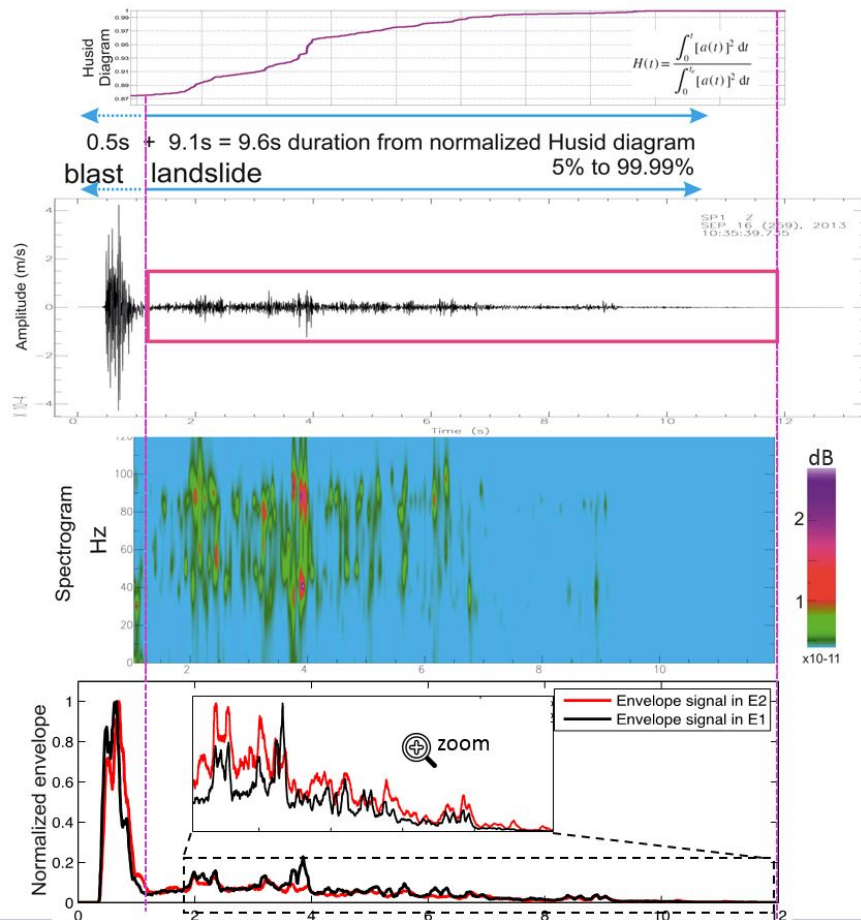


Figura 7. Arriba: Diagrama de Husid con la duración del deslizamiento. Centro: Registro sísmico y espectrograma. Abajo: Envolventes de las dos estaciones SP1 y SP2.

Los fotogramas de las grabaciones de video se comparan con los distintos intervalos de la señal sísmica, permitiendo la identificación de la evolución temporal del deslizamiento. El análisis en el dominio de tiempo y frecuencias permite inferir información sobre la dinámica del deslizamiento (Fig. 8). Se identifican diferentes partes en la señal que son asociadas al movimiento del deslizamiento: 1) material pequeño cayendo por la ladera, 2) varios impactos de bloques de roca individuales, 3) grandes bloques rodando por la ladera hasta abajo. Las

señales sísmicas se filtran de acuerdo con el contenido en frecuencias de cada fenómeno observado en sus espectrogramas. También se realiza el análisis de polarización de las ondas y la direccionalidad que muestran está de acuerdo con la ubicación estación-desprendimiento y las diferentes partes del deslizamiento (ondas superficiales).

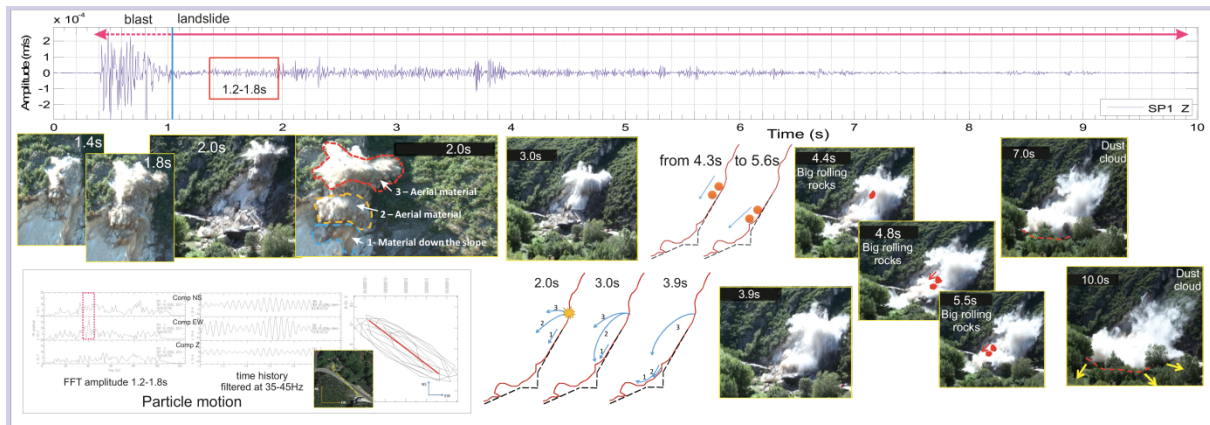


Figura 8. Registro sísmico (arriba) y la identificación de diferentes fases del deslizamiento conjuntamente con los fotogramas de la filmación. El movimiento de la partícula y polarización de las ondas también se corresponde a la dirección entre UB2-deslizamiento (izq-abajo).

6. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

El deslizamiento natural de roca que tuvo lugar en La Riba (Tarragona) (5/5/2013), y la consiguiente voladura controlada para el saneamiento del talud (15/9/2013), han supuesto una buena oportunidad para la aplicación de diferentes técnicas de sensores remotos, que aportan información complementaria tanto del desprendimiento natural como del causado artificialmente, permitiendo el análisis de la estructura del talud, el cálculo del volumen de roca involucrado y la localización de los desprendimientos, así como el análisis de la cinemática de los bloques desprendidos por la voladura.

El análisis estructural a partir de datos LiDAR y fotogramétricos con el programa SEFL (García-Sellés, et al., 2011), ha permitido definir 4 familias de discontinuidades preferentes (F1-estratificación $-040^{\circ}/55^{\circ}$, F2- $165^{\circ}/70^{\circ}$, F3- $306^{\circ}/85^{\circ}$ y F4- $180^{\circ}/52^{\circ}$) las cuales condicionan claramente la estabilidad del talud y la dimensión y forma de los bloques desprendidos de forma natural. Los datos de campo han permitido detectar una quinta familia (F5- $310^{\circ}/50^{\circ}$) que no ha sido detectada a partir del análisis de los datos LiDAR y fotogramétricos ya que únicamente se presenta como lineaciones de intersección con la superficie del talud. Si bien existen metodologías que permiten detectar este tipo de discontinuidades, en este trabajo no se ha creído conveniente su aplicación por tratarse de discontinuidades poco penetrativas y que tienen poca importancia en la caracterización de los desprendimientos estudiados.

La obtención de datos LiDAR y fotogramétricos anteriores y posteriores al deslizamiento, ha permitido aplicar dos metodologías para obtener el volumen de roca involucrado. Por una parte, la comparación de nubes de puntos mediante el programa Polyworks, permite la obtención del

volumen diferencial entre las superficies pre y post desprendimiento, pero requieren la captura de datos anterior y posterior al desprendimiento. Por otro lado, la reconstrucción de superficies 3D en GOCAD permite delimitar el volumen de roca involucrado en los desprendimientos y calcular el volumen delimitado. Si bien esta metodología no requiere la captura de datos pre y post desprendimiento, a menudo inexistentes, requiere de un análisis estructural que permita detectar y reconstruir las superficies que delimitan el volumen de roca desprendido.

La comparación de los resultados obtenidos mediante las dos técnicas de obtención de datos (LiDAR y fotogrametría) muestra diferencias de entre un 10% y un 12% en los volúmenes obtenidos. Así mismo, la comparación de los volúmenes obtenidos mediante Polyworks y los obtenidos mediante GOCAD muestra unas diferencias de entre 0.1% y 7%, a excepción del cálculo del volumen involucrado en la primera micro voladura a partir de datos LiDAR que muestra una diferencia del 38% entre el volumen obtenido con GOCAD respecto al obtenido con Polyworks. Esto es debido a un error generado durante el filtrado de vegetación de las nubes de puntos, por tratarse de una zona cubierta por vegetación arbustiva, cuestión a tener en cuenta como una limitación del método. A partir de estos resultados se puede concluir que, tanto los datos LiDAR como fotogramétricos, como las dos metodologías planteadas en este estudio aportan información equivalente para el cálculo del volumen de material involucrado en los desprendimientos. No obstante, hay que considerar las limitaciones de cada uno.

Si bien los datos LiDAR y fotogramétricos han permitido la caracterización de los desprendimientos, estos no aportan información acerca del comportamiento de los materiales durante el desplazamiento. Las señales sísmicas, en cambio, a menudo constituyen la única fuente de datos registrados durante los desprendimientos de roca (Dammeier et al., 2011; Bottelin et al., 2014), mejorando el conocimiento acerca de la propagación de la masa movilizada.

Sin una instalación previa en el lugar del deslizamiento, se ha podido reconocer el evento en dos estaciones sísmicas permanentes a 10 Km de distancia. El estudio de los tiempos de llegada de las ondas sísmicas permitió la ubicación del fenómeno, y con el cálculo de magnitud se pudo reconocer la energía potencial aproximada de la caída de rocas. Este cálculo dista de la energía potencial calculada a partir del volumen con una diferencia de dos órdenes de magnitud respecto a la señal sísmica. Esto se debe a dos fenómenos, por una parte a que solo parte de la energía potencial es transferida al suelo como energía sísmica, y por otra, debido al efecto de atenuación de la energía con la distancia. Así, el registro sólo refleja un porcentaje del volumen total.

Con el estudio de las señales registradas con las estaciones más próximas, instaladas durante el saneamiento, se consiguen resultados de más detalle que en el primer caso. Se reconoce la cinemática de la caída de rocas, siendo posible encontrar similitudes con las grabaciones de video. Así mismo, permite los cálculos de volumen implicado. Se trata de un método capaz de reconocer caídas de roca, su volumen, ubicación y dinámica, aportando información que integrada con los datos de imagen y cálculo de volumen brindan una información completa y muy detallada de como sucedió la caída.

De momento la información sísmica, aprovechando las redes sísmicas de monitoreo permanente de terremotos, es una herramienta útil para la detección de estos fenómenos de caídas de rocas y recuento de energías con sus limitaciones, teniendo en cuenta que a cierta distancia sólo se registra un porcentaje del volumen total, debido a la atenuación de la energía y a no superar el ruido sísmico de fondo. Para la caracterización de deslizamientos y caídas de rocas la técnica sísmica por si sola puede usarse para distinguir los distintos regímenes de flujos según las frecuencias y características en duración y amplitud de la señal sísmica.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido posible gracias al proyecto CHARMA (CGL2013-40828-R) financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación.

REFERENCIAS

- Abellán, A., Oppikofer, T., Jaboyedoff, M., Rosser, N., Lim, M., Lato, M. 2014. Terrestrial laser scanning of rock slope instabilities. *Earth Surf. Proc. Landforms*, 39, 80-97.
- Abellán, A., Derron, M-H., Jaboyedoff, M. 2016. "Use of 3D Point Clouds in Geohazards" Special Sissue: Current Challenges and Future Trends (Editorial). *Rem. Sens.*, 8, 130.
- Biescas, B., Dufour, F., Furdada, G., Khazaradze, G., Surinach, E. 2003. Frequency content evolution of snow avalanche seismic signals, *Surv. Geophys.*, 24, 447-464
- Bottelin, P., Jongmans, D., Daudon, D., Mathy, A., Helmstetter, A., et al. 2014. Seismic and mechanical studies of the artificially triggered rockfall at Mount Néron (French Alps, December 2011). *Nat. Hazards and Earth Syst. Sci.*, 14, 3175-3193.
- Budetta, P., 2004. Assessment of rockfall risk along roads. *Nat. Hazards and Earth Syst. Sci.* 4, 71-81.
- Cole, S., Cronin, S., Sherburn, S., and Manville, V. 2009. Seismic signals of snow-slurry lahars in motion: 25 September 2007, Mt Ruapehu, New Zealand, *Geophys. Res. Lett.*, 36, L09405
- Dammeier, F., Moore, J.R., Haslinger, F., Loew, S. 2011. Characterization of alpine rockslides using statistical analysis of seismic signals. *J. Geophys. Res.*, 116, F04024
- Deparis, J., Fricout, B., Jongmans, D., Villemin, T., Effendiantz, L., Mathy, A. 2008. Combined use of geophysical methods and remote techniques for characterizing the fracture network of a potential unstable cliff site (the "Roche du Midi", Vercors massif, France). HAL archives-ouvertes.fr.
- Ferrero, A.M., Migliazza, M.R., Pirulli, M., Umili, G. 2016. Some Open Issues on Rockfall Hazard Analysis in fractured Rock Mass: Problems and Prospects. *Rock Mech. Rock Eng.*, 49, 3615-3629.
- García-Sellés, D., Falivene, O., Arbués, P., Gratacós, O., Tavani, S., Muñoz, J.A. 2011. Supervised identification and reconstruction of near-planar geological surfaces from terrestrial laser scanning. *Computers & Geosciences*, 37, 1584-1594.
- Hibert, C., Malet, J.P., Bourrier, F., Provost, F., Berger, F., Bornemann, P., Tardif, P., Mermin, E. 2017. Single-block rockfall dynamics inferred from seismic signal analysis. *Earth Surf. Dynam. Discuss.* Manuscript under review for journal *Earth Surf. Dynam.*
- Husid, R.L. (1969). Analisis de terremotos: Analisis General, *Revista del IDIEM*, 8, 21-42, Santiago, Chile.
- Lacroix, P. and Helmstetter, A. 2011. Location of Seismic Signals Associated with Microearthquakes and Rockfalls on the Séchilienne Landslide, French Alps. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 101 (1), pp. 341-353.
- Vilajosana, I., Suriñach, E., Abellán, A., Khazaradze, G., García, D., Llosa, J. 2008. Rockfall induced seismic signals: case study in Montserrat, Catalonia. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 8, 805-812.

EL INVENTARIO DE MOVIMIENTOS DE LADERA DE ESPAÑA ALISSA: METODOLOGÍA Y ANÁLISIS PRELIMINAR

Javier HERVÁS

Joint Research Centre (JRC), European Commission
Ispra (Varese), Italia
javier.hervas@ec.europa.eu; javier.hervas10@gmail.com

RESUMEN

En el marco de la cartografía de susceptibilidad a los movimientos de ladera a nivel europeo, dentro de la Estrategia Temática para la Protección del Suelo de la Unión Europea, se ha realizado un inventario de movimientos de ladera de España, denominado ALISSA. Dicho inventario se ha creado principalmente a partir de la recolección y análisis de una gran cantidad de documentos de diverso tipo y en diferentes idiomas y la georreferenciación hasta la fecha de más de 8200 centroides de movimientos en laderas naturales, localizados con gran precisión y ampliamente distribuidos geográficamente en las zonas más propensas a la inestabilidad de laderas. Además de la localización, cada registro en la base de datos incluye una serie de propiedades de los movimientos, siendo así el inventario de gran utilidad para la zonificación de movimientos de ladera a ciertas escalas y otros estudios.

1. INTRODUCCIÓN

Un inventario de movimientos de ladera (*landslide inventory* o *landslide database*) se puede considerar como un archivo conteniendo la localización geográfica y un conjunto de propiedades o atributos de los movimientos actuales u ocurridos en el pasado (Hervás, 2013). Dichos inventarios son esenciales en la zonificación de susceptibilidad, peligrosidad o riesgo por dichos fenómenos para la ordenación del territorio y la gestión de riesgos (Fell et al., 2008), así como en la planificación de obras de ingeniería.

El inventario de movimientos de ladera de España ALISSA (*Abridged Landslide Inventory of Spain for Susceptibility Assessment*) nace de la necesidad de completar la base de datos

europea de movimientos utilizada en la elaboración del Mapa Europeo de Susceptibilidad a los Movimientos de Ladera ELSUS (*European Landslide Susceptibility Map*, Günther et al., 2014), realizado en el marco de la Estrategia Temática para la Protección del Suelo de la Unión Europea (CE, 2006), en los países donde no existía un inventario o no estaba disponible (Van Den Eeckhaut y Hervás, 2012a,b).

Una versión preliminar de ALISSA, conteniendo un número de movimientos reducido y sin diferenciación tipológica, se utilizó para la realización de la primera versión de ELSUS, accesible desde 2013 en la web del *European Soil Data Centre* (ESDAC; JRC, en línea). Una versión con mayor número de movimientos y la incorporación de algunas propiedades o atributos, se utilizó posteriormente en la elaboración de una versión más precisa de ELSUS (Günther et al., 2015).

ALISSA incluye sólo movimientos de ladera considerados en el sentido de *landslide(s)* de Cruden (1991), traducido como el movimiento de una masa de roca, tierra o derrubios ladera abajo. Debido a su objetivo principal, si bien no único, de producción de mapas de zonificación de movimientos a escalas medias a pequeñas, el inventario engloba sólo movimientos en laderas naturales. Quedan así excluidas las inestabilidades en taludes artificiales y terraplenes en vías de comunicación, edificación, presas, canteras, cortas mineras, escombreras y vertederos, excepto cuando corresponden a una reactivación total o parcial de un movimiento antiguo de la ladera, ya que su susceptibilidad depende de factores geoambientales muy locales, generalmente poco correlacionables con los factores y datos considerados normalmente a escalas regional, nacional o europea. Tampoco se incluyen en el inventario movimientos pequeños, tales como deslizamientos y flujos con una longitud de muy pocas decenas de metros, o pequeños desprendimientos de rocas, excepto cuando han causado graves daños, o los antiguos mega-deslizamientos o mega-avalanchas de derrubios de flanco insular de Canarias.

2. METODOLOGÍA

El inventario de movimientos de ladera ALISSA se ha realizado de forma iterativa, principalmente mediante la recolección y análisis de documentación procedente de diversas fuentes en diferentes idiomas, y su localización, verificación-validación y georreferenciación utilizando Google Earth e imágenes y mapas de base de servicios WMS, así como herramientas GIS y de hoja de cálculo para la creación de la base de datos actual, según se ilustra en la Figura 1.

2.1 Recolección de datos

En primer lugar se ha diseñado un procedimiento de búsqueda de documentación, seguido por una evaluación rápida de ésta y su análisis pormenorizado cuando procede. Se ha creado así un archivo de más de 14.000 documentos de diversa utilidad en formato digital o impreso,

conteniendo artículos, comunicaciones y monografías científicas; mapas geotemáticos o geocientíficos de diversa naturaleza; noticias en medios de comunicación y redes sociales; informes técnicos y otros documentos en la web, en diversos idiomas (castellano, inglés, catalán, francés y, en menor medida, italiano, gallego y sueco). También se han utilizado trabajos inéditos y observaciones de campo del autor del inventario. Este procedimiento se ha repetido en varias ocasiones para diversas actualizaciones del inventario.

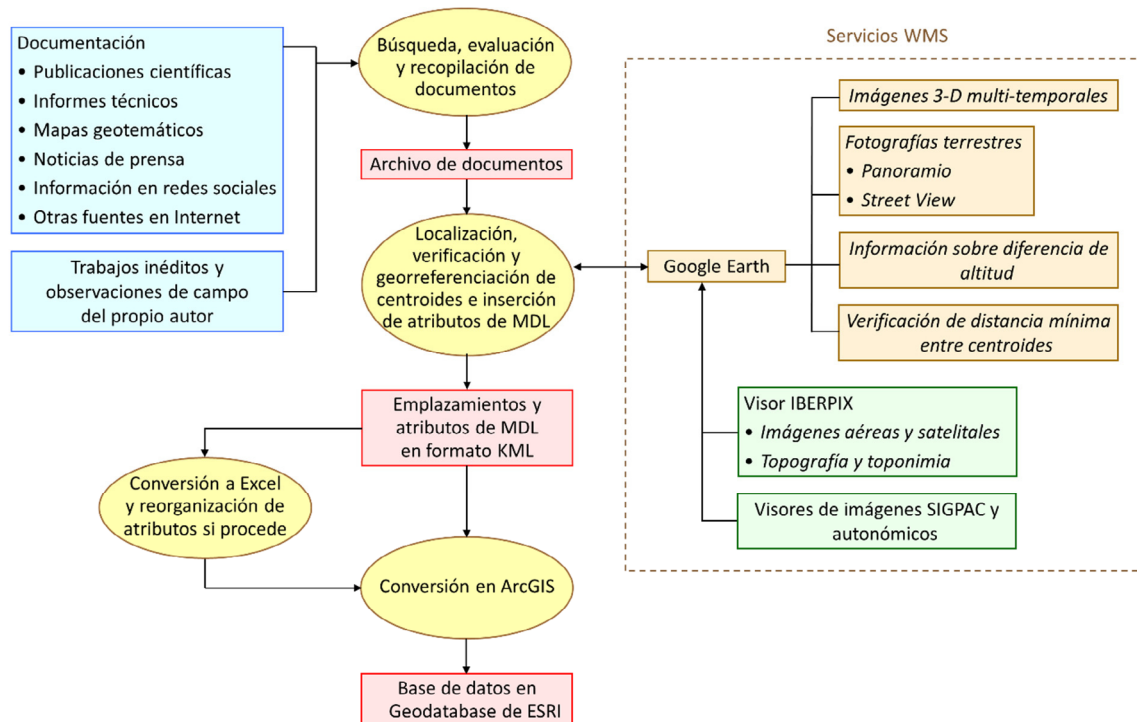


Figura 1. Metodología esquemática del actual inventario de movimientos de ladera (MDL) de España ALISSA

Cabe destacar la gran diversidad existente en la documentación analizada en cuanto a precisión, calidad y contenido de información sobre movimientos de ladera. Ello depende principalmente de los objetivos del trabajo realizado o la información recogida, la formación y experiencia del analista o informador y los recursos disponibles. Todo ello influye, entre otras cosas, en la mayor o menor dificultad a la hora de localizar las inestabilidades y clasificarlas tipológicamente para ALISSA. En concreto, se ha encontrado una gran disparidad de terminología relativa a los movimientos de ladera, a menudo imprecisa o inapropiada, no sólo en noticias de prensa y redes sociales, sino también en trabajos científicos, sobre todo en mapas geotemáticos, especialmente en los más antiguos. Muchos de estos mapas, además, no consideran ciertos tipos de movimientos de ladera, como los desprendimientos o las corrientes de derrubios. Por otra parte, a veces no existe una correspondencia inequívoca entre la terminología utilizada en diferentes idiomas.

2.2 Localización de los movimientos de ladera

La inmensa mayoría de los movimientos en laderas naturales incluidos en la documentación analizada se han localizado principalmente en imágenes tridimensionales multitemporales de Google Earth. A continuación se ha verificado su existencia (si el movimiento es aún identificable y las imágenes son de buena calidad) y, en caso de validación, se han georreferenciado sus centroides, siempre en Google Earth, con una precisión planimétrica generalmente superior a 100 m. Dicha precisión depende de las posibles diferencias en la registración espacial de las imágenes de diversas fechas en Google Earth, así como de las ligeras imprecisiones de georreferenciación propias de dicha herramienta. Para la localización de los movimientos y sus centroides también se han utilizado otros visores web (WMS) de imágenes aéreas o satelitales y mapas, como IBERPIX (IGN, en línea), SIGPAC (Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, en línea) y algunos visores de organismos cartográficos autonómicos, especialmente en zonas donde la calidad (resolución espacial e iluminación) de las imágenes disponibles en Google Earth no es aún apropiada. Asimismo, se han utilizado a veces fotografías terrestres disponibles online para la validación de los movimientos y su clasificación tipológica (ver Figura 1). El proceso de verificación-validación conlleva el rechazo del supuesto movimiento sólo cuando no se aprecian en las imágenes condiciones objetivas de que pueda serlo realmente.

Como regla general, se ha establecido en Google Earth una separación mínima entre centroides inventariables de 100 m, que tiene en cuenta las pequeñas limitaciones cartográficas de dicha herramienta anteriormente mencionadas. Dicha distancia considera también la posible, aunque pequeña, imprecisión en la localización del punto central dentro de movimientos de grandes dimensiones, con el fin de evitar posibles duplicidades en el inventario y de no registrar movimientos en exceso en casos como los de desprendimientos generalizados en algunos cantiles, los movimientos coalescentes, o casi, y las reactivaciones parciales en el interior de movimientos más antiguos de grandes dimensiones, que puedan sopesar demasiado en la evaluación de la susceptibilidad en dichas zonas con respecto a otras peor documentadas.

Por otra parte, el proceso de localización y validación de los movimientos en Google Earth comporta en ocasiones su reposicionamiento o reclasificación tipológica si es necesario, resolviendo también, si es posible, las discrepancias que a este respecto existen a veces entre distintos documentos de la misma zona.

2.3 Construcción de la base de datos

Dentro del archivo con la localización de los centroides de los movimientos en formato KML de Google Earth, creado en la fase anterior, se ha clasificado cada movimiento de ladera principalmente en función de la tipología de movimiento dominante, constatada o considerada más probable, según una de las ocho clases de la Tabla 1, ampliando así la clasificación en la versión anterior del inventario (Hervás, 2016).

Clasificación tipológica en la base de datos		Clasificación tipológica en el mapa inventario
Español	Inglés	Español
Desprendimientos y vuelcos	Falls and topples	Desprendimientos y vuelcos
Deslizamientos	Slides	Deslizamientos
Flujos de tierras y barro	Earth and mud flows	Flujos
Corrientes de derrubios	Debris flows	
Avalanchas de rocas y derrubios	Rock and debris avalanches	
Glaciares de rocas	Rock glaciers	
Deslizamientos y flujos indiferenciados	Undifferentiated slides and flows	Deslizamientos y flujos indiferenciados
Sin clasificar	Unclassified	Sin clasificar

Tabla 1. Clasificación en español e inglés de los movimientos de ladera en la base de datos de ALISSA y su correspondencia en el mapa inventario simplificado de la Figura 2

En particular, la nueva clase “deslizamientos y flujos indiferenciados” corresponde a movimientos con zonas de deslizamiento y/o de flujo, cuya expresión geomorfológica en las imágenes analizadas no permite al menos una clara confirmación de la preponderancia de uno de los dos tipos (y por tanto su asignación a sus respectivas clases), pero sí permite en cambio excluir categóricamente otros tipos de movimiento. Dicha clase a veces se corresponde con los movimientos compuestos o complejos que incluyen exclusivamente componentes de movimiento de tipo deslizamiento y flujo, según la clasificación de Cruden y Varnes (1996). En la documentación consultada, dichos movimientos pueden aparecer denominados genéricamente como “movimientos en masa”, “movimientos del terreno” o similar, o también como “deslizamientos” en sentido genérico de movimientos de ladera y, muy ocasionalmente, como “movimientos complejos”, así como sus equivalentes en otros idiomas.

En la clase de movimientos “sin clasificar” se han incluido principalmente los que carecen de tipología en el documento original o a los que se ha asignado un nombre genérico, como descrito en la clase anterior, pero que no ha sido posible asignarles inequívocamente una determinada clase de entre los siete restantes mediante interpretación de imágenes. También se incluyen aquí los movimientos clasificados en algunos documentos como complejos (aunque claramente interpretados en imágenes como no del tipo deslizamiento y/o flujo), a causa de la incerteza con la que a menudo vienen así llamados en la literatura en ausencia de un análisis más profundo. A este respecto, cabe señalar que Hungr et al., (2014) desaconsejan el uso de dicho término. Por otra parte, se estima que bastantes de los movimientos aún sin clasificar en el inventario puedan corresponder al tipo denominado “deslizamientos y flujos

indiferenciados”, introducido recientemente, por lo que están siendo actualmente revisados y reclasificados de esta forma cuando es procedente.

En la Tabla 1 cabe observar también que se han incluido los glaciares de rocas, bastante atípicos en los estudios y clasificaciones de movimientos de ladera, ya que, aunque activos o no (como lo pueden ser también otros movimientos de ladera), son fenómenos que se ajustan a la definición de *landslide* de Cruden (1991). Además, los materiales involucrados son relativamente similares a los de las avalanchas de roca y hielo (aunque los glaciares de rocas activos se muevan muy lentamente), consideradas como *landslides* en la clasificación de Hungr et al. (2014). No obstante, la proporción relativa de dichos movimientos en el inventario es bastante baja, como se aprecia en la Figura 3.

Además de las coordenadas del centroide y el tipo de movimiento, en cada registro de la base de datos de ALISSA se ha incluido sistemáticamente un identificador único, la unidad territorial (provincia), la litología y el período cronoestratigráfico del sustrato donde se ha producido el movimiento (fundamentales para la evaluación de la susceptibilidad), y las principales referencias bibliográficas. Dependiendo de la información disponible, para un número relativamente reducido de movimientos se ha incluido asimismo información sobre la fecha de ocurrencia o reactivación(es), volumen o extensión superficial, factor desencadenante e impacto (daños materiales y/o víctimas). Aunque sólo para la gestión interna de la base de datos, se ha incluido también la denominación o denominaciones del tipo de movimiento tal y como aparece en la documentación consultada y una evaluación cualitativa de la precisión de localización del centroide cuando ésta se estima en las imágenes inferior a 100 m aproximadamente, incluso aunque el centroide se localice dentro de la superficie de un gran movimiento de ladera. Por último, se ha añadido información y comentarios útiles para una posible revisión posterior, por ejemplo de la tipología de ciertos movimientos, si se estima necesaria en presencia de nuevos documentos.

Como se indica en la Figura 1, los emplazamientos de los centroides y las otras propiedades o atributos de los movimientos de ladera, originalmente estructurados en formato KML, son convertidos finalmente a Excel, en donde se controlan y reorganizan los atributos si es necesario, y a Geodatabase de ESRI para su visualización y análisis espacial.

3. ANÁLISIS PRELIMINAR DE RESULTADOS

Actualmente el inventario ALISSA contiene más de 8200 movimientos de ladera, todos ocurridos en laderas naturales. Dichos movimientos están representados como puntos (centroides) (Figura 2), con una precisión de georreferenciación generalmente superior a 100 m, con gran parte de los atributos por el momento en español e inglés. El uso de un mismo sistema de georreferenciación de centroides en origen (Google Earth) para todos los movimientos de ladera, provenientes de muy diversas fuentes, y la distancia de seguridad de 100 m establecida entre ellos, a fin de evitar posibles duplicidades al convertirlos a otro

sistema, garantiza una mayor fiabilidad en la localización espacial de los movimientos respecto a un simple filtrado espacial estableciendo un determinado radio en caso de poder importar automáticamente distintas cartografías de movimientos.

Si bien el número de movimientos registrados en ALISSA es aún relativamente limitado, debido en parte a las restrictivas reglas de inventariado establecidas, el inventario incluye la gran mayoría de los grandes movimientos de ladera ocurridos en España, así como de las inestabilidades en laderas naturales que han causado mayores daños.

En el mapa inventario de la Figura 2, simplificado en cinco tipos de movimientos (ver Tabla 1) se aprecia una mayor concentración de éstos principalmente en las Cordilleras Cantábrica, Béticas y Pirineos, así como en algunas zonas de cuencas cenozoicas y en acantilados costeros, mostrando esquemáticamente las áreas con laderas más propensas a la inestabilidad.

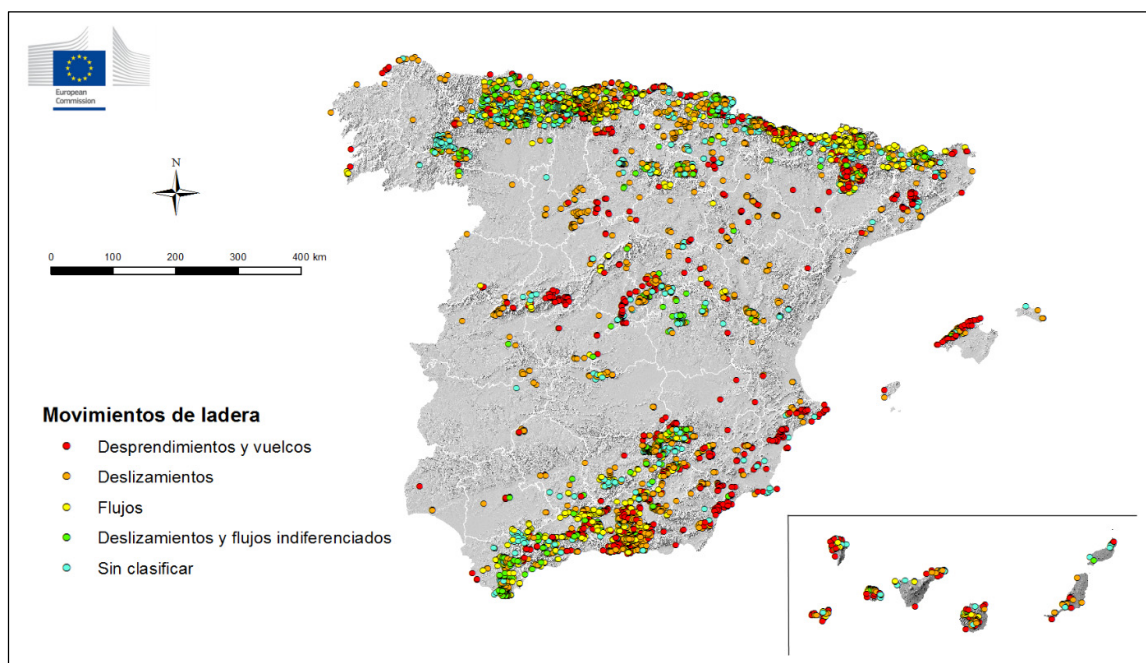


Figura 2. Mapa inventario de movimientos de ladera simplificado de España, con límites provinciales (versión Marzo 2017). Para mayor visibilidad, en la categoría de flujos se han agrupado los de tierras y barro, las corrientes de derrubios, las avalanchas de rocas y derrubios y los glaciares de roca (ver Tabla 1).

En cuanto a la proporción relativa del tipo de movimientos (Figura 3), destacan netamente los deslizamientos, mientras que las avalanchas de rocas y derrubios aparecen como las menos representadas en el inventario. No obstante, es preciso considerar que cuando dichas avalanchas no tienen un gran volumen y no alcanzan un notable *runout* en algunas laderas

pueden haber sido interpretadas en la documentación original, y confirmadas en nuestra fotointerpretación posterior, como grandes desprendimientos o vuelcos. Asimismo, cabe señalar que muchos documentos cartográficos subestiman o desestiman completamente los desprendimientos/vuelcos y las corrientes de derrubios, ambos muy peligrosos por su gran velocidad, por lo que dichos fenómenos aparecen menos representados comparativamente en la base de datos.

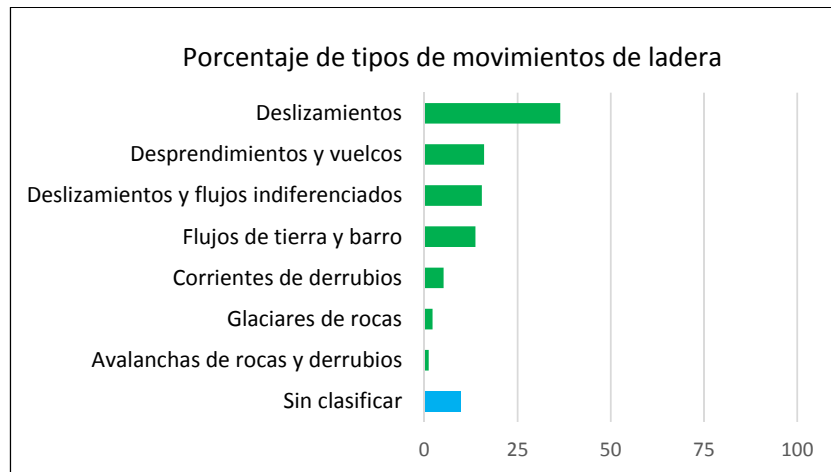


Figura 3. Proporción relativa de los tipos de movimientos de ladera en la base de datos actual

Por densidad de movimientos de ladera, en términos de número de movimientos por unidad de superficie, por Comunidades Autónomas destaca ampliamente Cantabria, seguida por Asturias, Navarra y Canarias, mientras que Extremadura, Galicia, Castilla - La Mancha y la Comunidad Valenciana aparecen en ese orden como las de menor densidad (Figura 4). Hay que aclarar que en este análisis no se han contabilizado Ceuta y Melilla debido a su pequeña extensión. Por provincias, sobresale también Cantabria por su mayor densidad de movimientos, seguida por Granada, Asturias y Lérida. En el extremo opuesto se encuentran Badajoz, Huelva, Salamanca y Valencia (Figura 5).

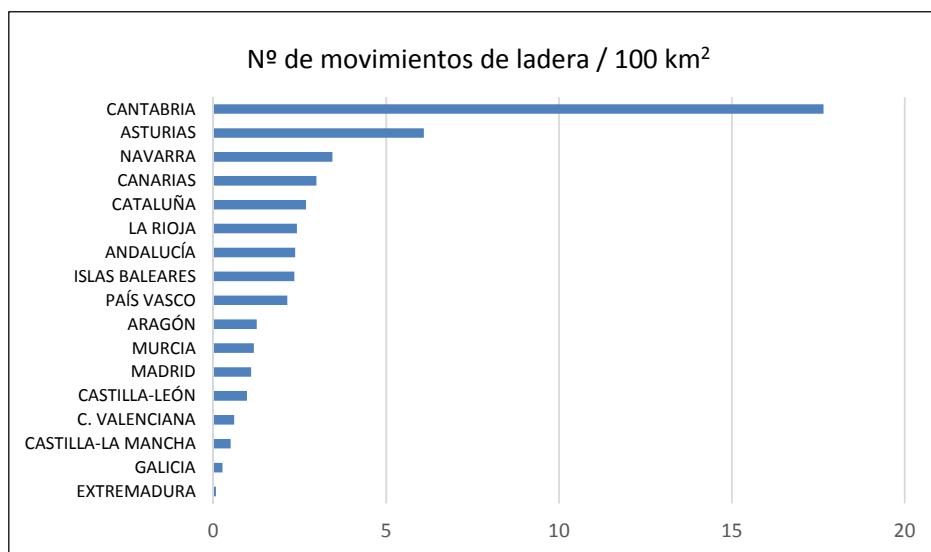


Figura 4. Clasificación de Comunidades Autónomas, excepto Ceuta y Melilla, por densidad de movimientos de ladera, expresada en número de movimientos por cada 100 km²

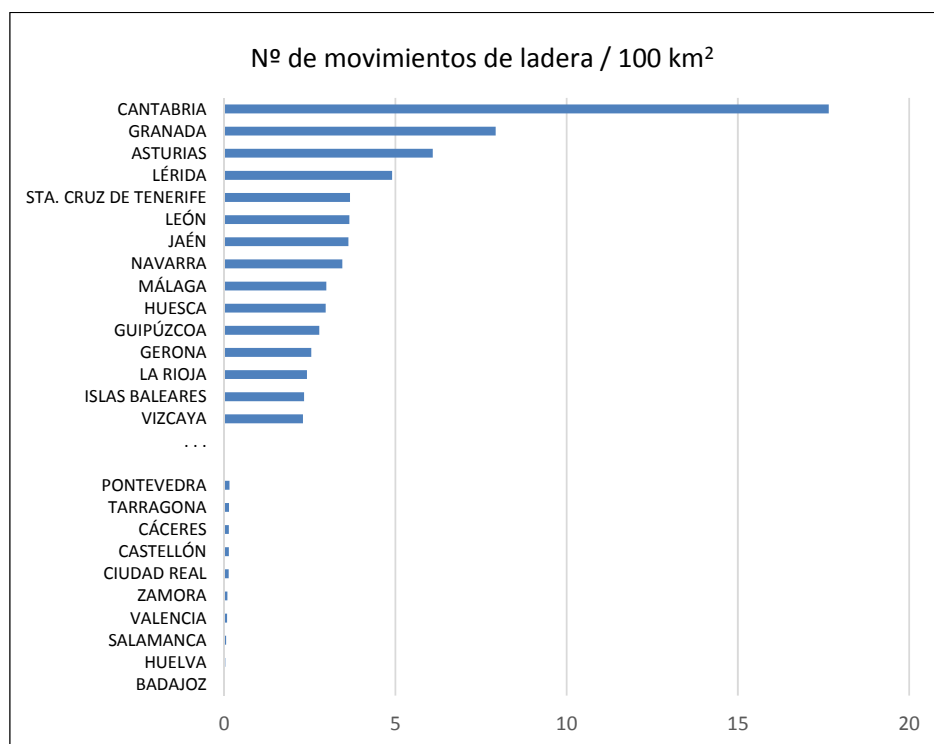


Figura 5. Clasificación de provincias por mayor y menor densidad de movimientos de ladera, expresada en número de movimientos por cada 100 km²

Una de las mayores dificultades encontradas en la realización del inventario, aunque no la más laboriosa, consiste en la clasificación (o reclasificación) tipológica. Ello se debe en parte a la falta de información al respecto, a su generalización o a su imprecisión en muchos documentos analizados, como se ha expuesto anteriormente, o a la ausencia de imágenes de Google Earth de alta calidad hasta la fecha en algunas zonas, influyendo también la antigüedad del movimiento con respecto a las recientes imágenes disponibles en Google Earth. Por otra parte, se han observado a menudo discrepancias tanto en la representación cartográfica (o la no representación) de movimientos de la misma zona realizada por autores diferentes, como en la tipología asignada por dichos autores, e incluso en diferentes trabajos de los mismos autores.

4. CONCLUSIONES

Se ha elaborado un inventario nacional de movimientos en laderas naturales en España, denominado ALISSA, a partir fundamentalmente del análisis de una ingente cantidad de documentos de diversas fuentes en diversos formatos e idiomas. Dicho inventario contiene centroides de movimientos localizados con precisión en un mismo sistema de georreferenciación en origen y está acompañado de un conjunto relativamente reducido de propiedades.

Si bien no se trata por el momento de un inventario exhaustivo de las inestabilidades de ladera existentes en España, ya que aún existen zonas no cubiertas por la documentación encontrada hasta la fecha, sobre todo en las cadenas montañosas, y algunos tipos de movimientos no aparecen a menudo debidamente considerados en la documentación analizada, su distribución geográfica (Figura 2) muestra una buena correspondencia con las áreas más afectadas por dichos procesos. Además, la inclusión de las fuentes bibliográficas en la base de datos puede permitir extraer mayor información sobre bastantes movimientos inventariados, como, por ejemplo sus bordes, si bien habría que corregirlos o actualizarlos en muchos casos respecto a su representación en dichas fuentes. Por todo ello se considera que este inventario, además de servir de gran información para ulteriores investigaciones, es de gran utilidad para la cartografía nacional y europea de la susceptibilidad a escala pequeña a media, así como para la zonificación de susceptibilidad, peligrosidad y riesgos por movimientos de ladera a mayor escala en zonas donde la información es más completa.

Está previsto publicar el inventario próximamente a través de la web del *European Soil Data Centre* (ESDAC; JRC, en línea), una vez completada y revisada la información en la base de datos y realizado un análisis geológico más detallado de la ocurrencia de movimientos y de su susceptibilidad.

AGRADECIMIENTOS

El autor desea dar las gracias a J. Chacón, de la Universidad de Granada, y a A. Lomoschitz y J. Yepes, de la Universidad de Las Palmas de Gran Canaria, por la documentación aportada.

REFERENCIAS

- CE, 2006. Estrategia temática para la protección del suelo. COM(2006)231 final, Bruselas, 22.9.2006, Comisión Europea, 12 pp.
- Cruden, D.M., 1991. A simple definition of a landslide. *Bulletin International Association of Engineering Geology*, 43: 27-29.
- Cruden, D.M., Varnes, D.J., 1996. Landslide types and processes. In: Turner, A.K., Schuster, R.L. (Editors), Special Report 247: *Landslides, Investigation and Mitigation*, Transportation Research Board, National Research Council, National Academy Press, Washington, DC, pp. 36-75.
- Fell, R., Corominas, J., Bonnard, Ch., Cascini, L., Leroi, E., Savage, W.Z. on behalf of the JTC-1 Joint Technical Committee on Landslides and Engineered Slopes, 2008. Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning. *Engineering Geology*, 102: 85-98.
- Günther, A., Van Den Eeckhaut, M., Malet, J.-P., Reichenbach, P., Hervás, J., 2014. Climate-physiographically differentiated Pan-European landslide susceptibility assessment using spatial multi-criteria evaluation and transnational landslide information. *Geomorphology*, 224, 69-85.
- Günther, A., Wilde, M., Malet, J.-P., Reichenbach, P., Hervás, J., 2015. Improvements in pan-European landslide susceptibility assessment: the ELSUS version 2 map. *Geological Society of America Abstracts with Programs*, 47 (7): 549.
- Hervás, J., 2013. Landslide Inventory. In: Bobrowsky, P.T. (Editor) *Encyclopedia of Natural Hazards*. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, pp. 610-611.
- Hervás, J., 2016. Elaboración de inventarios nacionales de movimientos de ladera en España y Chipre para la evaluación de su susceptibilidad a escalas nacional y europea. In: Durán, J.J., Montes, M., Robador, A., Salazar, A. (Editors), *Comprendiendo el relieve: del pasado al futuro*. IGME, Madrid, pp. 237-242.
- Hungr, O., Leroueil, S., Picarelli, L., 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11: 167-194.
- IGN, en línea. IBERPIX, 30/04/2017, <http://www.ign.es/iberpix2/visor>
- JRC, en línea. European Soil Data Centre (ESDAC): Landslides, 30/04/2017, <http://esdac.jrc.ec.europa.eu/themes/landslides>
- Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, en línea. SIGPAC, 01/04/2017, <http://sigpac.magrama.es/fega/visor>
- Van Den Eeckhaut, M., Hervás, J., 2012a. State of the art of national landslide databases in Europe and their potential for assessing landslide susceptibility, hazard and risk. *Geomorphology*, 139-140: 545-558.
- Van Den Eeckhaut, M., Hervás, J., 2012b. *Landslide inventories in Europe and policy recommendations for their interoperability and harmonisation - A JRC contribution to the EU-FP7 SafeLand project*. EUR 25666 EN, Publications Office of the European Union, Luxembourg, 202 pp.

INVENTARIO DE DESLIZAMIENTOS EN LA CUENCA ALTA DEL RÍO SEGRE (PIRINEO ORIENTAL)

Raül MAS¹⁻², José MOYA¹, Ramon COPONS²

¹ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, BarcelonaTECH UPC

² Centre d'Estudis de la Neu i de la Muntanya d'Andorra, Institut d'Estudis Andorrans

RESUMEN

El inventario de deslizamientos constituye un paso esencial para la realización de análisis regionales de susceptibilidad, peligrosidad y riesgo. Muchos países han construido bases de datos de movimientos de ladera, pero en el momento de ser comparados para poder llevar a cabo estudios en regiones transfronterizas, la falta de criterios y métodos comunes deviene un obstáculo significativo. Por este motivo, se ha llevado a cabo una homogeneización de la información de grandes deslizamientos almacenada en las bases de datos existentes en la cuenca alta del río Segre, como zona piloto en los Pirineos Orientales. Debido a las diferencias presentes entre las bases, ha sido necesaria la definición de una nueva base de datos armonizada. Finalmente se han comprobado los datos y se ha completado el inventario mediante fotointerpretación y reconocimiento sobre el terreno, obteniendo un inventario cartográfico de grandes deslizamientos en formato SIG, para su utilización en futuras investigaciones.

1. INTRODUCCIÓN

Las bases de datos de deslizamientos son importantes para documentar la extensión del fenómeno en una región (Guzzetti et al., 2012). Estas constituyen un registro detallado de la distribución y características de deslizamientos pasados (Hervás, 2013), y deben proporcionar información sobre la localización, tipo, dimensiones, actividad, factores desencadenantes y daños ocasionados (Van Den Eeckhaut y Hervás, 2012). Son una parte esencial para llevar a cabo zonificaciones del terreno de la susceptibilidad, la peligrosidad y el riesgo (Fell et al., 2008).

De forma general, la mayoría de países han creado, o están creando, bases de datos de deslizamientos a nivel nacional y/o regional. Desafortunadamente, el formato, estructura, contenido, completitud (*completness*), idioma y accesibilidad difieren entre países y regiones (Van Den Eeckhaut y Hervás, 2012). Además, la mayoría de estos inventarios tan solo contiene información parcial, debido a que gran parte de los parámetros que deben ser registrados para cada deslizamiento están raramente disponibles, o su adquisición requiere un coste económico elevado (Hervás, 2013). Por otra parte, inventarios de regiones transfronterizas, son prácticamente inexistentes, pero necesarios para poder realizar zonaciones transfronterizas efectivas. Vista esta necesidad, en los últimos años, se está llevando a cabo un intercambio de experiencias y de métodos para el análisis del riesgo de deslizamiento entre España, Andorra y Francia, en el seno de la red PyrMove (Moya et al., 2017) de la Comunidad de Trabajo de los Pirineos, dedicada al análisis regional de grandes deslizamientos en los Pirineos. En este marco, y en marco de la Tesis Doctoral del primer autor, se ha iniciado un trabajo de síntesis y revisión del riesgo de grandes deslizamientos en la cuenca alta del río Segre, aguas arriba del municipio de *Ribera del Urgellet*. Este trabajo presenta los primeros resultados obtenidos, correspondientes a la armonización y complementación del inventario en dicha región.

La zona de estudio se sitúa en la vertiente sur del Pirineo Oriental, al norte de Cataluña (España) y al oeste del departamento de *Pyrénées-Orientales* (Francia), incluyendo el Principado de Andorra (figura 1). La zona seleccionada se encuentra en la Zona Axial del Pirineo, y está formada principalmente por materiales paleozoicos, modelados parcialmente por antiguas glaciaciones y recubiertos por depósitos originados por procesos cuaternarios.

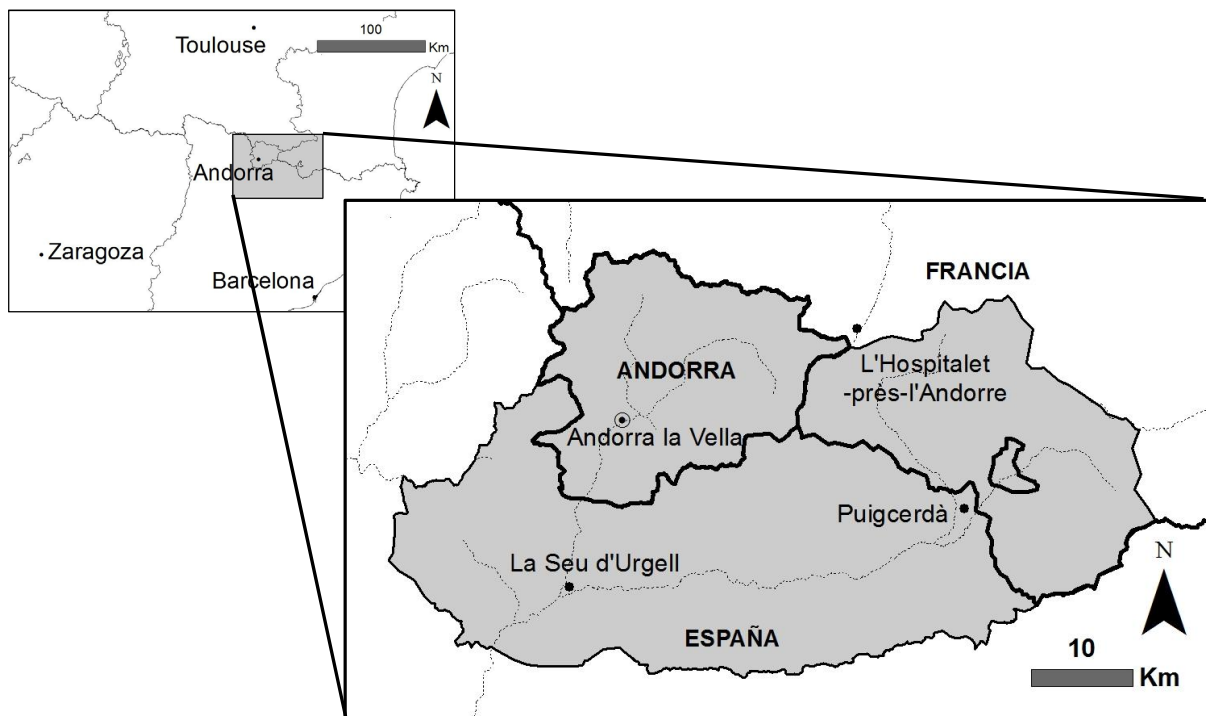


Figura 1: Localización de la zona de estudio.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

La elaboración del inventario de grandes deslizamientos consta de tres fases: (i) en primer lugar, se ha recopilado toda la información disponible en las distintas bases de datos existentes; (ii) en segundo lugar, se ha homogeneizado la información recopilada; y (iii) en tercer lugar, se ha procedido a comprobar y completar el inventario a partir de revisión bibliográfica, técnicas de gabinete (p.e. análisis de fotografías aéreas e imágenes satélite) y verificación sobre el terreno.

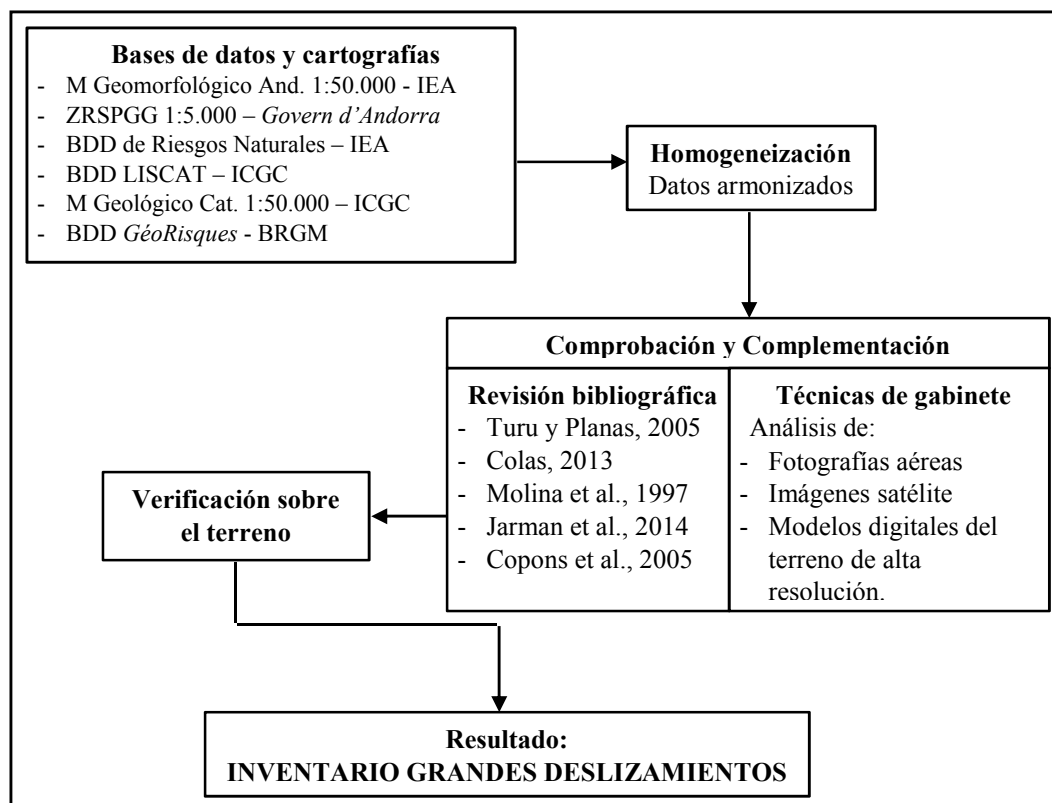


Figura 2: Esquema metodológico para la elaboración del inventario de grandes deslizamientos.

2.1. Fase 1: Recopilación de datos almacenados en las bases de datos, inventarios cartográficos y mapas temáticos.

En la zona de estudio existen distintas bases de datos, inventarios cartográficos o mapas, ya sean nacionales o regionales, elaborados por distintas entidades:

Para el territorio andorrano, el *Govern d'Andorra* realizó la zonificación del terreno según su problemática geológica-geotécnica a escala 1:5.000 el año 2001 (Altimir et al., 2001; Corominas et al. 2003a; <http://www.ideandorra.ad/geoportal/index.jsp?lang=ca>). Se trata de una serie de mapas de peligrosidad de distintos fenómenos de inestabilidad del terreno, entre ellos Grandes Deslizamientos, que cubren exclusivamente las zonas urbanas y urbanizables.

Posteriormente, se publicó el mapa geomorfológico de Andorra a escala 1:50.000 el año 2006 (Copons, 2006; <http://www.iea.ad/mapa-geomorfologic-1-50-000>), donde los elementos representados tienen como objetivo mostrar las formas del relieve y la extensión de los depósitos cuaternarios, entre ellos, los depósitos de deslizamientos, así como su morfología interna. Cubre la totalidad del territorio y, en las zonas urbanizables, coincide con el mapa presentado anteriormente, salvo ligeras variaciones debidas a las diferentes escalas de trabajo. Por último, el mismo año 2006, el *Centre d'Estudis de la Neu i de la Montanya d'Andorra* del *Institut d'estudis Andorrans* (CENMA-IEA) creó una base de datos de riesgos naturales, realizada a partir de la información recopilada de informes y partes de policías y bomberos, así como de noticias publicadas en la prensa, la cual registra eventos desde 1935 hasta el 2000. Por el momento, la base de datos está en proceso de confección y no es todavía de dominio público.

Para el territorio Catalán, el *Institut Cartogràfic i Geologic de Catalunya* (ICGC) hospeda la base de datos LLISCAT, desarrollada el año 2006 por el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad Politécnica de Cataluña, con el soporte del *Institut d'Estudis Catalans*. La información se ha extraído de documentación histórica, y contiene información desde el año 1900 hasta el año 2009 (<http://siurana.icgc.cat/lliscat/search.php>). Los deslizamientos se representan por puntos y tienen asociada información alfanumérica. Además, el mismo ICGC, publicó el año 2005 el mapa geológico de Cataluña a escala 1:50.000 (http://betaportal.icgc.cat/visor/client_utfgrid_geo.html). En él se representan los depósitos de los deslizamientos más importantes.

Para la zona de *Pyrénées-Orientales*, el *Bureau de Recherches Géologiques et Minières* (BRGM) creó la base de datos nacional francesa de riesgos naturales y tecnológicos *GéoRisques* (<http://www.georisques.gouv.fr/dossiers/mouvements-de-terrain/>) en el año 1994. La base *GéoRisques* registra movimientos desde el siglo XIII hasta 2010, y la información tiene origen en archivos históricos, antiguas bases de datos, informaciones puntuales de origen variado, etc. Los deslizamientos se representan por puntos con información alfanumérica asociada.

2.2. Fase 2: Homogeneización de la información recopilada.

En el momento de realizar un inventario de deslizamientos transfronterizo, en el que la información de base está almacenada en bases de datos realizadas por distintas entidades y países, nos encontramos con el reto de que las metodologías de obtención y presentación de los datos son diferentes entre cada una de ellas: idioma, representación geográfica, clasificación empleada, etc. Estas diferencias nos han obligado a generar una nueva base de datos, con la información existente homogeneizada. El inventario cartográfico de los deslizamientos se ha realizado programas SIG, con la intención de poder ser útil en futuros estudios de susceptibilidad, peligrosidad y riesgo, y que además permita su actualización. La ficha que contiene la información alfanumérica de cada uno de los deslizamientos inventariados ha sido diseñada en el marco de la red PyrMove (Moya et al., 2017).

2.3. Fase 3: Comprobación y complementación del inventario de grandes deslizamientos.

Tras recopilar toda la información existente y realizar su homogeneización, se ha procedido a su comprobación y complementación. En primer lugar, se ha hecho una revisión de la bibliografía referente a deslizamientos que han tenido lugar en la zona de estudio, comenzando por las fuentes mencionadas en las mismas bases de datos (p.e. Corominas, 1989; Corominas et al., 2005; Turu y Planas 2005, Colas, 2013), con tal de comprobar que toda la información ya está incluida. Seguidamente, se han revisado aquellos trabajos no contemplados en las bases de datos (p.e. Molina et al. 1997; Planas et al., 2011; Jarman et al. 2014). En segundo lugar se han aplicado las técnicas de gabinete convencionales: (a) análisis de las fotografías aéreas del año 1995 con una escala media 1:16.000 (exclusivamente para el territorio andorrano y las zonas próximas a este); (b) análisis de imágenes satélite a través de Google Earth®, herramienta que permite, entre otros, la comparación de imágenes de distintos años, así como una visión tridimensional del relieve (MDE mundial a 30m paso de malla) desde cualquier posición del espacio; (c) análisis de sombreado de Modelos Digitales del Terreno de alta precisión, modelos de 2x2m realizados con LIDAR, publicados por el ICGC (exclusivamente para el territorio catalán).

Gracias a estas técnicas se han podido comprobar las ubicaciones de los deslizamientos inventariados y sus límites, así como modificarlos en caso de observar alguna imprecisión (p.e. los deslizamientos representados en el mapa geológico de Cataluña a 1:50.000 del ICGC, sus límites a veces no son exactos debido a la escala del trabajo). Además, esta revisión de gabinete ha permitido completar el registro con fenómenos no identificados hasta la fecha. (p.e. el deslizamiento de la vertiente oeste del pico del Cubil; figura 3).

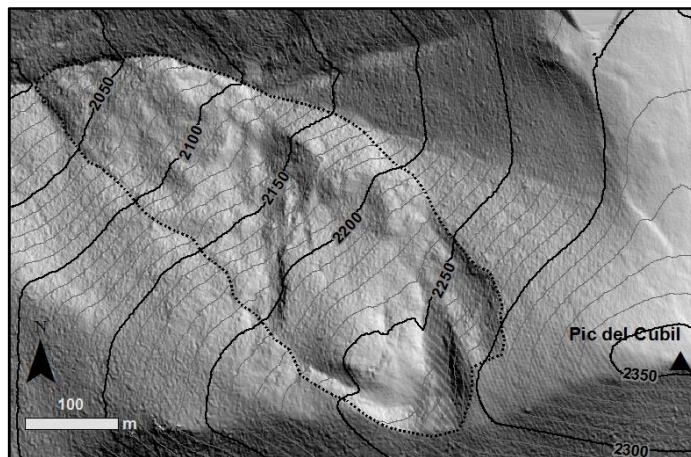


Figura 3: Deslizamiento en la vertiente oeste del pico del *Cubil* (372737 m E, 4709513 m N).

Por último, se ha realizado un reconocimiento sobre el terreno, donde se han comprobado los resultados cartográficos exclusivamente mediante técnicas de gabinete. Como ejemplo de mejora, se puede citar el deslizamiento de *Certers* (figura 4).

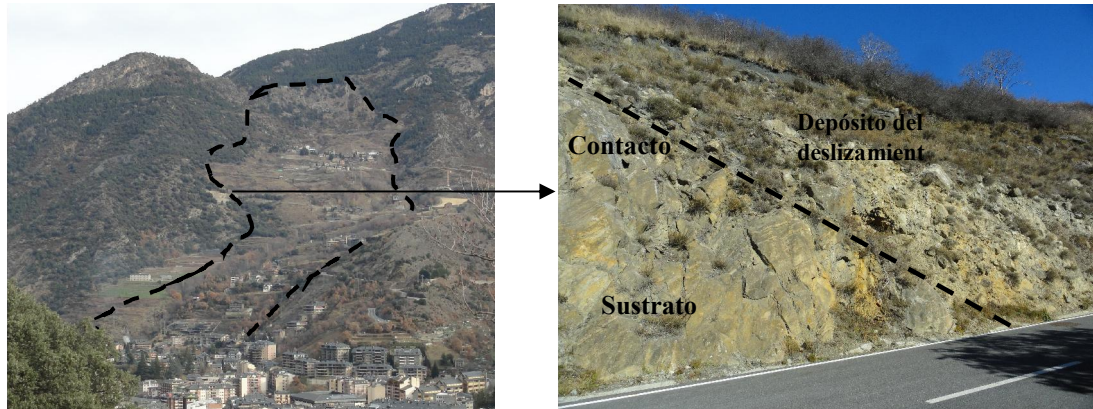


Figura 4: Comprobación sobre el terreno de uno de los límites externos del deslizamiento de *Certers*.

3. RESULTADOS

Tras la recopilación y la homogeneización de la información almacenada en las bases de datos existentes, así como su posterior complementación a partir de la revisión bibliográfica, la fotointerpretación y su comprobación sobre el terreno, se han inventariado un total de 106 grandes deslizamientos en la zona de estudio, representados en la figura 5.

Los deslizamientos inventariados en este trabajo son, por lo general, deslizamientos antiguos, pero que conservan una representación geomorfológica identificable a partir de interpretación de imágenes obtenidas con sensores remotos. Estos deslizamientos se registraron en aquellas bases de datos y cartografías existentes realizadas a partir de fotointerpretación (entre otras técnicas). Este es el caso de (i) el mapa geomorfológico de Andorra a escala 1:50.000, (ii) la zonación del terreno según la problemática geológica-geotécnica de Andorra y (iii) el mapa geológico de Cataluña a escala 1:50.000. Por contra, (iv) la base de datos de riesgos naturales del CENMA, (v) LLISCAT y (vi) *GéoRisques*, la información que contienen proviene de documentación previamente existente (noticias, informes, etc.) y, por tanto, suelen registrar deslizamientos que han tenido una actividad reciente y conllevaron a cierto impacto social. En cuanto a los deslizamientos más antiguos, o cuya actividad reciente no ha supuesto un gran riesgo a la sociedad, las referencias se restringen a aquellos sobre los que se ha realizado algún tipo de estudio científico-técnico.

De los 106 deslizamientos inventariados, 54 corresponden al territorio andorrano, 48 de ellos extraídos del mapa geomorfológico de Andorra, 40 del mapa de zonación según la problemática geológica-geotécnica de Andorra (38 deslizamientos coinciden en las dos cartografías), y tan solo 2 se han obtenido de la base de datos de riesgos naturales del CENMA (de los 70 registros,

los demás corresponden a deslizamientos superficiales), los cuales ya estaban contemplados en los dos inventarios anteriores. Los dos deslizamientos restantes se han extraído del inventario realizado por Jarman et al. (2014).

Para el territorio catalán corresponden 41 deslizamientos, de los cuales 6 se han extraído de la base de datos LLISCAT (de los 9 registros correspondientes a nuestra zona), 27 se han obtenido del mapa geológico de Cataluña (5 se corresponden entre el mapa geológico y el LLISCAT). Del trabajo de Jarman et al. (2014) corresponde 1 deslizamiento. Los 12 deslizamientos restantes se han identificado a partir de fotointerpretación.

En el territorio francés se han inventariado un total de 11 deslizamientos. De la base de datos *GéoRisques* se han obtenido 3 deslizamientos (de los 77 registrados, los restantes corresponden a deslizamientos superficiales). 6 se han obtenido del trabajo de Jarman et al. (2014) y los 2 restantes a partir de fotointerpretación.

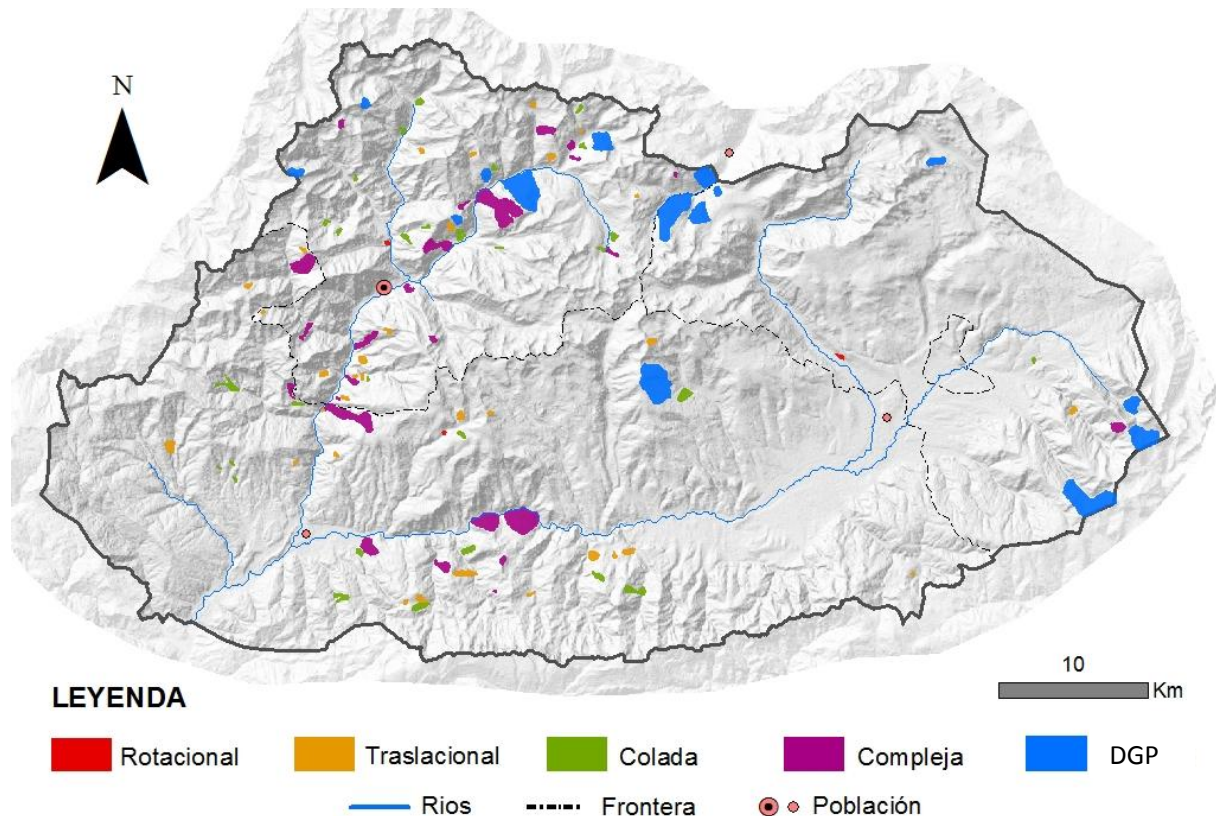


Figura 5: Inventario cartográfico de los grandes deslizamientos en la zona de estudio.

Aproximadamente, el 2,44% de la superficie de la zona de estudio está afectada por grandes deslizamientos, y se estima que 58 de ellos supera el millón de metros cúbicos de material desplazado. Los deslizamientos se han clasificado en 5 grupos: (i) traslacionales (33); (ii)

rotacionales (3); (iii) coladas de tierra (30); (iv) movimientos complejos (24); y (v) deformaciones gravitacionales profundas (16).

4. DISCUSIÓN

La heterogeneidad de las bases de datos consultadas ha requerido un trabajo de comprobación y complementación para lograr una unificación eficiente de la información. Por ejemplo, no se encuentran las mismas referencias en bases de datos realizadas en una misma región, y aquellas referencias que coinciden, a veces presentan diferencias significativas (p.e. deslizamiento de *Certers*, Andorra). Por otra parte, esta comprobación ha permitido identificar los límites externos de aquellos deslizamientos cuya representación cartográfica se limita a un punto (como es el caso de la base de datos *GéoRisques*), así como la identificación de deslizamientos no inventariados hasta la fecha (p.e. deslizamiento de la vertiente oeste del pico del Cubil; figura 3).

Cabe la posibilidad de que algún deslizamiento puntual haya sido pasado por alto, y esto es debido a las limitaciones en los materiales disponibles en el momento de realizar esta revisión. Por ejemplo, el modelo digital del terreno de 2x2m del ICGC proporciona un sombreado del terreno sin presencia de vegetación que supone una herramienta excelente a la hora de identificar deslizamientos. Sin embargo, este MDT de alta precisión solo está disponible para el territorio Catalán. Algo similar sucede con las fotografías aéreas impresas del año 1995, tan solo disponibles para el territorio andorrano, cuyo análisis mediante estereoscopio permite un buen reconocimiento de grandes deslizamientos. Para el territorio francés tan solo se ha dispuesto de imágenes satélite, las cuales solamente permiten el reconocimiento de deslizamientos si estos presentan unas morfologías muy marcadas o claras. La comparación de las imágenes satélite con el MDT en Cataluña nos ha puesto de manifiesto que algunos deslizamientos no son identificables en las imágenes satélites, por tanto no se descarta que algunos deslizamientos, sobre todo en el territorio francés, no hayan sido aún identificados.

A pesar de ello, se considera que el inventario aquí presentado es suficientemente completo como para poder ser aplicado a futuros estudios regionales de grandes deslizamientos. Estos estudios se basan en análisis estadísticos, por tanto, no es necesaria una representación del 100% de los deslizamientos, pero si requieren una cantidad significativa para extraer conclusiones fiables.

Por otro lado, la homogeneización de la información existente, así como de la información aportada, ha eliminado las diferencias existentes entre las bases de datos (p.e. estructura, nivel de detalle e idioma), y su representación cartográfica implementada en un SIG permitirá una fácil extracción en el momento de realizar estudios regionales en la zona de estudio, así como posibles futuras zonaciones de la susceptibilidad, peligrosidad i riesgo.

Cabe mencionar que la base de datos homogeneizada, en su estado actual, es potencialmente ampliable y modificable, pero para ello se requieren análisis más exhaustivos de cada deslizamiento, así como estudios geotécnicos que no siempre van a poder ser económicamente viables.

5. CONCLUSIONES

Dentro del marco de la red PyrMove, se han iniciado los trabajos para armonizar las metodologías y criterios empleados al realizar análisis regionales de grandes deslizamientos. La homogeneización y complementación de la información almacenada en las bases de datos existentes en la zona piloto de la cuenca alta del río Segre, supone un primer paso en esta iniciativa.

Se ha recopilado y homogeneizado la información almacenada en las bases de datos e inventarios cartográficos de los tres países y regiones involucrados: Andorra (BDD riesgos CENMA; Mapa geomorfológico, mapa peligrosidad), Cataluña (LLISCAT, mapa geológico) y *Pyrénées-Orientales* (GéoRisques).

Posteriormente se han completado el inventario mediante técnicas de gabinete (fotointerpretación) y verificaciones sobre el terreno. Como resultado se han inventariado un total de 106 grandes deslizamientos en la zona de estudio.

Dicho inventario, realizado en SIG, permitirá realizar futuros trabajos de análisis de susceptibilidad, peligrosidad y riesgo en esta zona sin la necesidad de lidiar con las diferencias existentes entre las bases de datos previas.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido posible gracias a las ayudas de tercer ciclo otorgadas por el Gobierno de Andorra (ATC016 – AND-2015/2016; AMTC0048-AND/2015; ATC016 – AND-2016/2017; AMTC0051-AND/2016). Los autores también agradecen la financiación recibida por parte del Gobierno de Andorra (ACTP024-ADN/2014) y de la Comunidad de Cataluña (AGAUR 2014CTP00051) en el marco de la Comunidad de Trabajo de los Pirineos, correspondiente a la red PyrMove.

REFERENCIAS

- Altimir, J., Copons, R., Amigó, J., Corominas, J., Torrebadella, J., i Vilaplana, J. M., 2001. Zonificació del territori segons el grau de perillositat d'esllavissades al Principat d'Andorra. *La Gestió dels Riscos Naturals, les Jornades del CRECIT (Centre de Recerca en Ciències de la Terra), Andorra la Vella*, 13-14.
- BRGM, 1994. Base de données de risques naturels et technologiques GéoRisques. Bureau de Recherches Géologiques et Minières.
<http://www.georisques.gouv.fr/dossiers/mouvements-de-terrain/>.
- CENMA-IEA, inédito. Base de dades de riscos naturals d'Andorra. Centre d'Estudis de la Neu y de la Muntanya d'Andorra – Institut d'Estudis Andorrans.
- Colas, B., 2013. Cartographie de l'aléa mouvement de terrain du département des Pyrénées-Orientales – Échelle 1:50 000. *Rapport final BRGM/RP-62991-FR*, 98 p., 94 ill., 4 ann., 3 cartes hors texte, 1 CD Rom.
- Copons, R., 2006. Mapa Geomorfològic d'Andorra 1:50.000. Centre de Recerca en Ciències de la Terra – Institut d'Estudis Andorrans.
<http://www.iea.ad/mapa-geomorfologic-1-50-000>.
- Copons, R., Vilaplana, J. M., Corominas, J., Altimir, J. and Amigó, J. (2005): Rockfall hazard management policy in urban areas: The andorran experience. In: *Glade, T., Anderson, M.; Crozier, M. (Eds.) Landslide hazard and risk. John Wiley & Sons, Chichester*. 673-695p.
- Corominas, J., 1989. Litologías Inestables. *Corominas (Ed.) "Estabilidad de Taludes y Laderas Naturales". Monografía nº 3, Sociedad Española de Geomorfología, Barcelona*, 81-96 pp.
- Corominas, J., Copons, R., Vilaplana, J. M., Altimir, J., and Amigó, J., 2003. Integrated landslide susceptibility analysis and hazard assessment in the principality of Andorra. *Natural Hazards*, 30(3), 421-435.
- Corominas, J., Moya, J., Masachs, I., Hürlimann, M. y Baeza, C., 2005. Reconstrucción de la actividad de grandes deslizamientos en el Pirineo Oriental y su relación con la lluvia. *VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Valencia*, 21-24 Juny 818-829
- Fell, R., Corominas, J., Bonnard, C., Cascini, L., Leroi, E., and Savage, W. Z., 2008. Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land-use planning. *Engineering Geology*, 102(3), 99-111.
- Guzzetti, F., Mondini, A. C., Cardinali, M., Fiorucci, F., Santangelo, M., and Chang, K. T., 2012. Landslide inventory maps: New tools for an old problem. *Earth-Science Reviews*, 112(1), 42-66.
- Hervás, J., 2013. Landslide inventory. In *Encyclopedia of natural hazards* (pp. 610-611). Springer Netherlands.
- ICGC, 2005. Mapa geològic de Catalunya 1:50.000. Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya.
http://betaportal.icgc.cat/visor/client_utfgrid_geo.html.
- ICGC, UPC i IEC, 2006. Base de dades d'esllavissades LLISCAT. Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya, Departament d'Enginyeria del Terreny de la Universitat Politècnica de Catalunya i Institut d'Estudis Catalans.
http://siurana.icgc.cat/lliscat/search_v2.php.

- Jarman, D., Calvet, M., Corominas, J., Delmas, M., and Gunnell, Y., 2014. Large-Scale Rock Slope Failures in the Eastern Pyrenees: Identifying a Sparse But Significant Population in Paraglacial and Parafluvial Contexts. *Geografiska Annaler: Series A, Physical Geography*, 96(3), 357-391.
- Molina, D., Nadal, J., y Soriano, J. M., 1997. Caracterización y consecuencias de un deslizamiento en un área marginal del Pirineo Oriental (Cava, Sierra del Cadí, Enero de 1997). *Pirineos*, 149, 63-80.
- MOT, 2001. Zonificació del terreny segons la seva problemàtica geològica-geotècnica. Ministeri d'Ordenament Territorial, Govern d'Andorra
- Moya, J., Grandjean, G., Copons, R., Vaunat, J., Buxó, P., Colas, B., Darrozes, J., Gasc, M., Guinau, M., Gutiérrez, F., García, J. C., Virely, D., Crosetto, M. and Mas, R., 2017. Large landslide in the Pyrenees: preliminary tasks carried out for a harmonized cross-border risk analysis. In *European Geosciences Union General Assembly 2017, Geophysical Research Abstracts, Vol. 19 EGU2017-18277-1*, 2017.
- Planas, X., Corominas Dulcet, J., Vilaplana, J. M., Altimir, J., Torrebadella, J., i Amigó, J. (2011). Noves aportacions al coneixement del gran moviment del forn de Canillo. Principat d'Andorra. In *El Cuaternario en España y áreas afines, avances en 2011: actas de la XIII Reunión Nacional de Cuaternario= El Quaternari a Espanya i àrees afins, avenços en 2011* (pp. 163-167).
- Turu, V., y Planas, X., 2005. Inestabilidad de vertientes en los valles del Valira. Datos y dataciones para el establecimiento de una cronología, posibles causas. Andorra y Alt Urgell (Pirineos Orientales). In *VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Valencia, Abstracts*.
- Van Den Eeckhaut, M., & Hervás, J., 2012. State of the art of national landslide databases in Europe and their potential for assessing landslide susceptibility, hazard and risk. *Geomorphology*, 139, 545-558.

LA BASE DE DATOS DE MOVIMIENTOS DEL TERRENO DE CATALUÑA (LLISCAT): UNA HERRAMIENTA PARA LA GESTIÓN DE LOS RIESGOS GEOLÓGICOS

M. GONZÁLEZ¹, J. PINYOL¹, J. RAMISA², N. QUEROL¹ y J. MARTURIÀ¹

¹ Unidad de Prevención de Riesgos Geológicos
Instituto Cartográfico y Geológico de Cataluña

² Técnico Gis freelance

RESUMEN

En este artículo se presenta la Base de datos de movimientos del terreno de Cataluña (LLISCAT) concebida como el cuerpo central del Sistema de Información de Riesgos Geológicos (SIRG). Se trata de una base de datos desarrollada para poder incluir la componente espacial permitiendo asociar la cartografía detallada de los fenómenos inventariados con su información alfanumérica. El modelo se ha implementado en una base de datos relacional PostgreSQL con extensión PostGIS. Para la entrada de datos, se ha creado una aplicación en entorno de escritorio que permite introducir y gestionar la información. Los objetivos de LLISCAT son facilitar la accesibilidad de la información a las distintas administraciones y organismos oficiales, a la comunidad científica, técnica y profesional, y a los ciudadanos en general y proporcionarles información de base para realizar mejores políticas de planificación y ordenación del territorio, así como para abordar nuevas estrategias en la prevención, protección y corrección frente a los movimientos del terreno.

1. INTRODUCCIÓN

En la mitigación de los riesgos geológicos, la evaluación de la peligrosidad geológica es una herramienta indispensable. Para poder realizar una correcta evaluación de la peligrosidad geológica es necesario disponer de un catálogo de eventos completo en el tiempo y en el espacio. Éste inventario debe proporcionar información sobre el tipo de fenómeno, situación y distribución geográfica, mecanismos desencadenantes, magnitud, frecuencia, e impacto socioeconómico sobre el territorio, entre otros, que permita analizar el evento potencialmente peligroso y determinar los parámetros necesarios para su evaluación. Con estos objetivos se ha desarrollado la Base de datos de movimientos del terreno de Cataluña (LLISCAT) que

contiene información alfanumérica y cartográfica de los fenómenos geológicos considerados.

LLISCAT se ha concebido como el cuerpo central del Sistema de Información de Riesgos Geológicos (SIRG), cuyos objetivos son la centralización, gestión, consulta y visualización de la información existente en materia de riesgos geológicos en el territorio catalán. Por una parte, debe dar una respuesta rápida a las demandas de las administraciones y de la sociedad, y por otra, ser una base de datos de referencia en el campo de los riesgos geológicos. Uno de los retos del SIRG es integrar las diferentes bases de datos de las que dispone actualmente el Instituto Cartográfico y Geológico de Cataluña (ICGC), con información muy diversa y con diferentes escalas de trabajo, desde regionales a locales (Figura 1). Además de LLISCAT, que se presenta en este artículo, cabe destacar como bases de datos a integrar en el SIRG, la Base de datos del Mapa para la prevención de riesgos geológicos (BD-MPRG25M, González et al., 2016), la Base de datos de aludes (BDAC, Oller et al., 2005), la Base de datos de eventos documentados por los agentes rurales (IGC, 2012, 2013a y 2014; ICGC, 2015, 2016 y 2017) y la Base de datos de información histórica (BD-Histórica; IGC, 2009, 2010 y 2013b; ICGC, 2015).

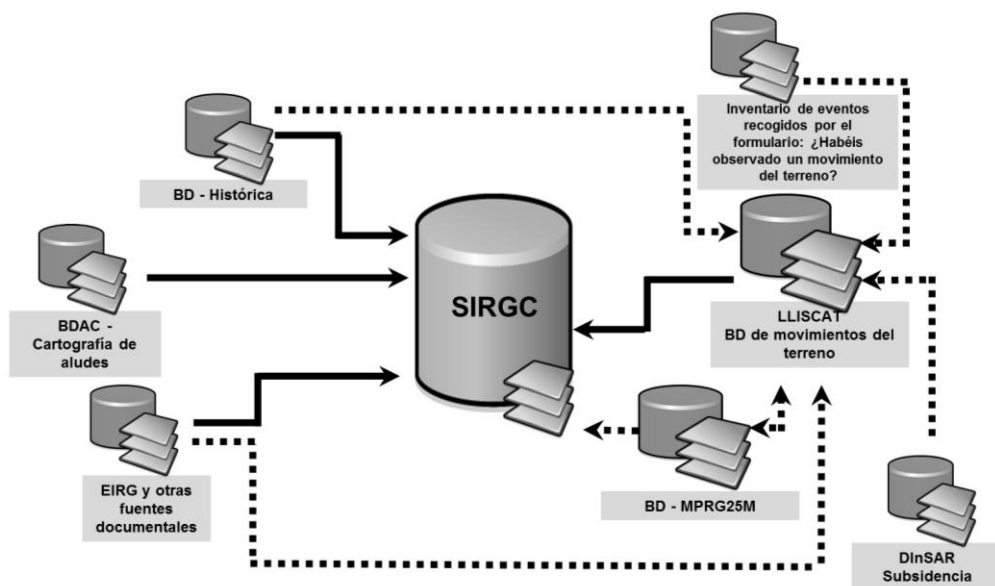


Figura 1. Esquema del Sistema de Información de Riesgos Geológicos (SIRG).
Se muestran las diferentes bases de datos de las que se alimenta.

LLISCAT fue creada en 2007, por el Departamento de Ingeniería del Terreno de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) con el apoyo del Instituto de Estudios Catalanes (IEC). En 2011, mediante un convenio de colaboración entre estas dos instituciones y el Instituto Geológico de Cataluña (IGC), actualmente Instituto Cartográfico y Geológico de Cataluña (ICGC), las tareas de gestión y de mantenimiento de la base recayeron sobre este último. Estas tareas se enmarcan dentro de los trabajos que

el ICGC realiza para *estudiar y evaluar los riesgos geológicos o asociados, incluido el riesgo de aludes; su previsión, prevención y mitigación*, funciones que le son propias por la Ley 19/2005, de 27 de diciembre, de creación del IGC de la Generalitat de Catalunya.

La base LLISCAT original tenía 263 fenómenos introducidos que se han adaptado al nuevo modelo de datos y se han cartografiado vectorialmente. Desde mediados de 2016 hasta la actualidad, se han introducido 382 movimientos que corresponden a 341 fenómenos.

El objetivo final es facilitar la accesibilidad a la información a las distintas administraciones y organismos oficiales, a la comunidad científica, técnica y profesional, y a los ciudadanos en general y proporcionarles información de base para la mejora de las políticas de planificación y ordenación del territorio existentes, así como para abordar nuevas estrategias en la prevención, protección y corrección frente a los movimientos del terreno.

2. REQUISITOS DEL MODELO DE DATOS

La incorporación de las nuevas necesidades detectadas respecto al modelo original, así como la implementación de la componente espacial, la evolución de las nuevas tecnología y el cumplimiento de la directiva europea INSPIRE “*Infrastructure for Spatial Information in Europe*” (2007/2/CE de 14 de marzo de 2007), son los factores principales que han contribuido a la nueva versión del modelo de datos.

Para diseñar el nuevo modelo se ha realizado un análisis exhaustivo del modelo original con el objetivo de detectar, por una parte, las carencias existentes, y por otra, analizar cómo incorporar las nuevas necesidades. En este análisis también se han identificado los requisitos del sistema, se ha definido la estructura física y lógica más adecuada, así como las necesidades de almacenamiento, gestión y representación de los datos. No es motivo de este trabajo realizar una descripción exhaustiva de todas ellas, pero se presentan, de forma sintética, las que se consideran más significativas porque han supuesto una mejora importante en el almacenamiento de los datos.

Respecto a las principales necesidades detectadas, con el objetivo de poder incorporar información sobre hundimientos (subsidiencias y colapsos) se han ampliado los tipos de fenómenos, pasando de ser una base de datos de deslizamientos a ser una base de datos de movimientos del terreno. Por otra parte, para recoger las reactivaciones de un mismo fenómeno y toda su información asociada, tanto alfanumérica como cartográfica, el modelo permite almacenar entidades múltiples (Figura 2).

La implementación de entidades múltiples en otros campos de información permite que se puedan recoger datos relacionados con los elementos expuestos y el grado de afectación que cada uno de ellos ha sufrido, así como las diferentes litologías y coberturas del suelo

afectadas, diferentes tipos de instrumentación instalada, etc. Una nueva información que se ha incorporado ha sido el de la profundidad de la superficie de rotura, fruto de la participación en el proyecto “SMuCPHy” (Hürlimann et. al, 2017).

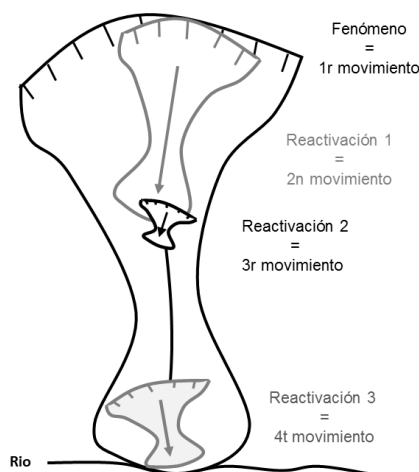


Figura 2. Esquema de las reactivaciones (Fenómeno respecto movimiento).

Con el objetivo de realizar una explotación eficiente de los datos se han homogeneizado criterios y creado diccionarios de términos para clasificar la información. En total se han creado 22 tablas diccionario, de la cuales destacamos las siguientes:

- Diccionario de las unidades morfoestructurales, simplificación de las unidades de relieve del Atlas geológico de Cataluña (IGC-ICC, 2010), escogido porque los límites geográficos de cada unidad están perfectamente definidos.
- Diccionario de las causas del movimiento, que permite clasificar si las causas que lo han desencadenado han sido por factores condicionantes, ligados a las propiedades físicas y resistentes de los materiales, o a factores desencadenantes, tanto antrópicos como naturales.
- Diccionario de indicadores de actividad, que permite escoger entre un listado de elementos de actividad o rasgos geomorfológicos identificados en el trabajo de campo.
- Diccionario del estado actual del movimiento, para el cual se ha escogido la clasificación propuesta por Glade et al. (2005) y Mather et al. (2003).
- Diccionario de velocidad del movimiento, para el cual se ha escogido la clasificación de velocidades propuesta por Cruden y Varnes (1996).
- Diccionario de las litologías involucradas, formado por las 1047 litologías contempladas en la cartografía geológica 1:50.000 existente para todo el territorio catalán (IGC-ICC, 2010).
- Diccionario de las cubiertas del suelo creado por el Centre Recerca Ecològica i Aplicacions Forestals (CREAF, 2005-2007).

Un aspecto interesante a destacar ha sido cómo almacenar las referencias bibliográficas, permitiendo recoger múltiples referencias para cada uno de los registros. El objetivo es crear una bibliografía completa de los movimientos de terreno y poder seguir la trazabilidad de los documentos que han contribuido a su conocimiento.

Con el objetivo que las bases de datos entre los estados miembros de la Comunidad Europea sean compatibles e interoperables en un contexto comunitario transfronterizo, la Directiva INSPIRE establece unas reglas de ejecución comunes y específicas en diferentes áreas, entre ellas, en los metadatos, conjuntos de bases de datos, servicios de datos espaciales, etc. En esta línea, como requisitos específicos se han implementado todos aquellos que la Guía Técnica de zonas de riesgos naturales (<http://inspire.ec.europa.eu/data-specifications/2892>) propone como obligatorios y opcionales, adaptando el modelo de datos a los requisitos marcados por la Directiva.

Una de las novedades más importantes de LLISCAT ha sido la incorporación de la componente espacial, permitiendo integrar la cartografía a la parte alfanumérica. La implementación de esta componente se ha diseñado para poder almacenar diferentes y múltiples geometrías vectoriales (puntos, arcos y polígonos).

3. EL MODELO DE DATOS

El nuevo modelo de datos se ha estructurado en tres niveles de información jerarquizada para facilitar su gestión y consulta (Ramisa, 2016). De esta manera la información de cada reactivación se relaciona con un código jerárquicamente superior del nivel “Fenómeno”. Esta estructura permite almacenar información alfanumérica de diferentes reactivaciones así como las cartografías con múltiples geometrías (Figura 3).

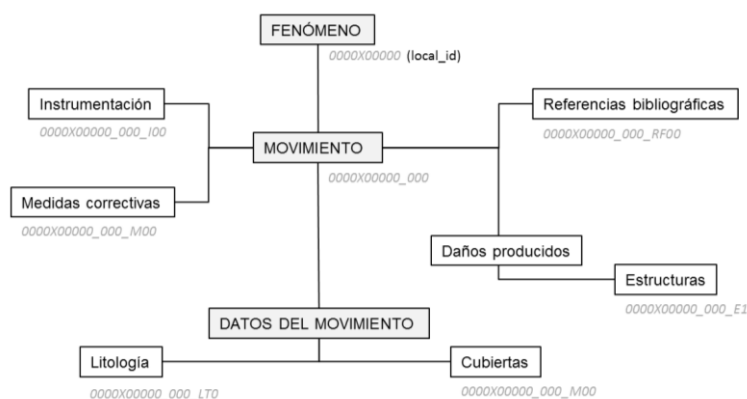


Figura 3. Modelo de datos conceptual.

El primer nivel, denominado “Fenómeno”, incluye datos sobre la localización del fenómeno, el tipo, el periodo de actividad, las reactivaciones conocidas y los campos obligatorios y recomendados por la Directiva INSPIRE, entre otros. El segundo nivel, “Movimiento”,

permite almacenar información de todas la reactivaciones conocidas, así como el tipo y fecha de la reactivación, las causas que lo han desencadenado, la profundidad de la rotura, las afectaciones o daños que ha producido, si el movimiento se ha instrumentado, las medidas correctivas realizadas, así como las referencias bibliográficas, e imágenes y esquemas representativos. En el tercer nivel, “Datos del movimiento”, se almacenan datos específicos que recogen información referente a sus dimensiones, actividad, y a las litologías y cubiertas del suelo involucradas. En la Figura 4 se muestra el modelo de datos, con todas las relaciones entre las tablas diccionarios y su cardinalidad.

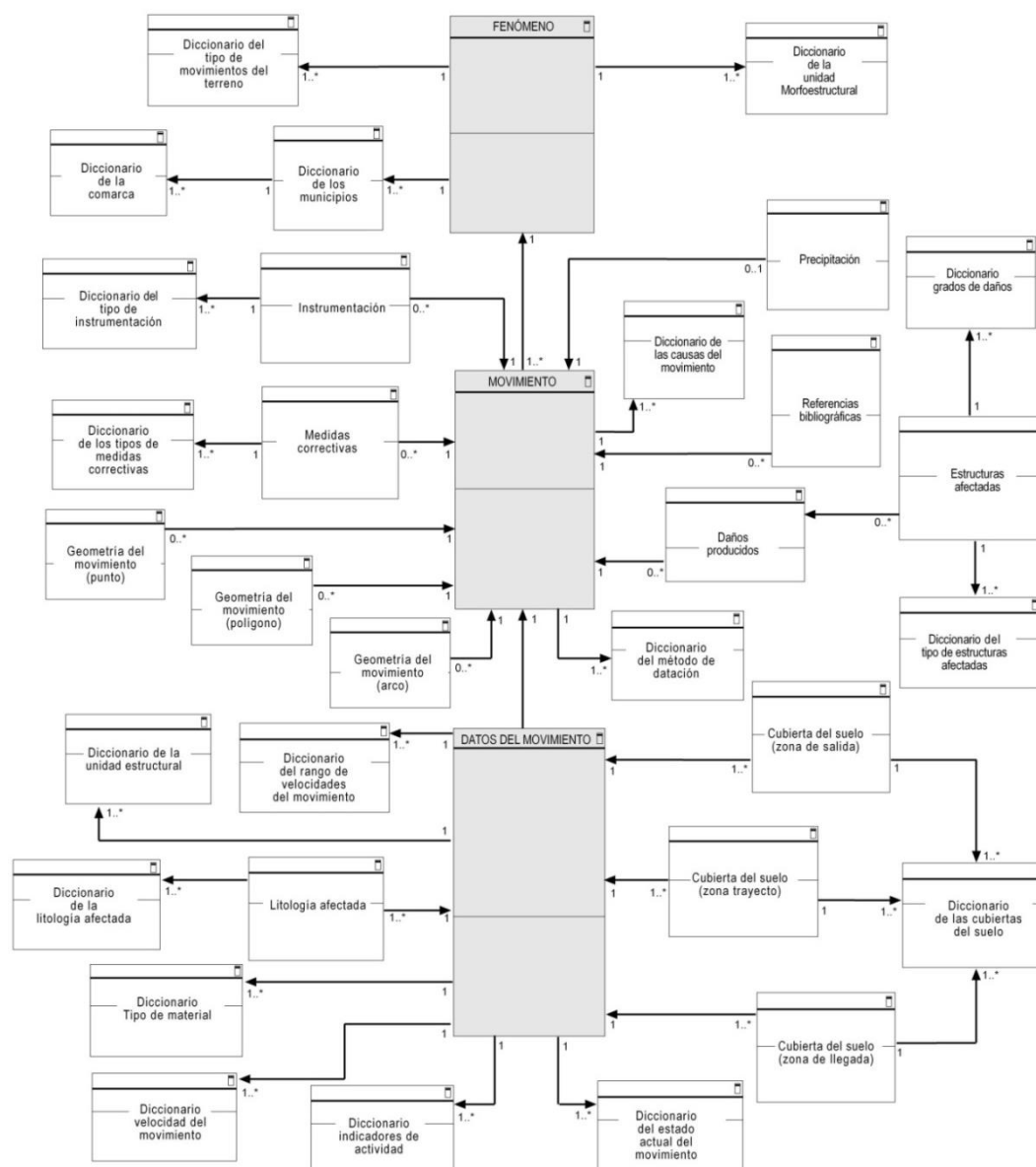


Figura 4. Modelo de datos simplificado de la base LLISCAT.

Los datos espaciales se estructurarán en tres tablas, una para cada geometría (punto, polígono y arco). Para garantizar la coherencia de la codificación y de la simbolización de la información geográfica entre los diferentes productos del ICGC ésta se realiza siguiendo las especificaciones técnicas de la Base de datos del Mapa para la Prevención de Riesgos Geológicos 1:25.000 (ICGC, 2016).

4. CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA

Actualmente el sistema está formado por dos niveles en un entorno cliente-servidor (Figura 5). El tercer nivel, para que los usuarios puedan consultar la información, está actualmente en proceso de desarrollo. El Sistema Gestor de Bases de Datos (SGBD) almacena toda la información y establece el modelo lógico del propio Sistema de Información Geográfico (SIG), permitiendo almacenar los datos con componente geográfico (georreferenciados). El aplicativo de escritorio permite la edición y creación de los datos alfanuméricos así como la explotación, extracción de datos y elaboración de informes.

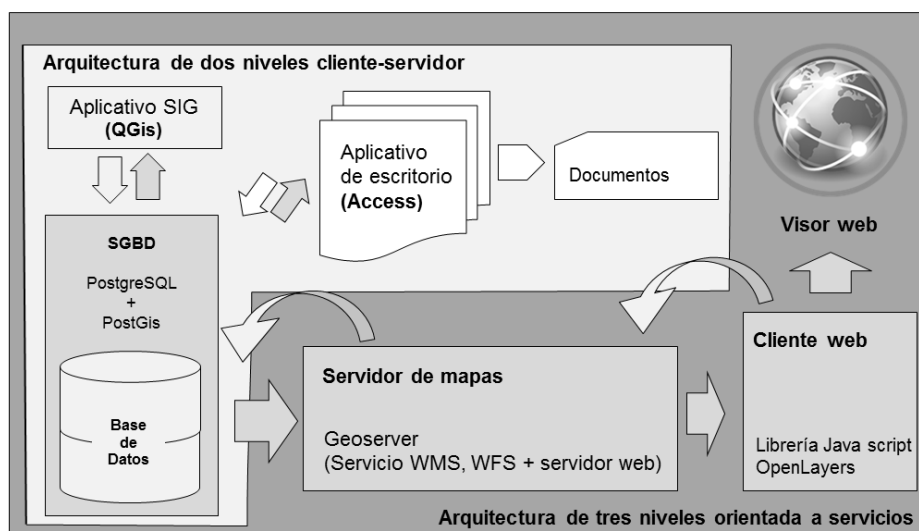




Figura 5. Arquitectura de tres niveles orientada a servicios.

Según esta configuración, el modelo de datos de LLISCAT se ha implementado en una base de datos PostgreSQL con el módulo PostGIS, siendo éste último quien aporta las funcionalidades espaciales a la base de datos.

La introducción y consulta de la información se ha realizado mediante dos interfaces basadas en dos herramientas de escritorio, por un lado Microsoft ACCESS que ha permitido crear de manera rápida una serie de formularios de entrada para el almacenamiento, consulta y actualización de la información alfanumérica (Figura 6), y por otro lado, QGIS para la creación, actualización y visualización de la información espacial.





FENOMEN

Local_id: 6523e00003

Nom: Puigercós

Situació: Turonet uns kilòmetres al Sud de Tremp (marge dret de la Noguera Pallaresa), limitat al Sud pel Barranc de l'España.

Primer moviment: 01/05/1857

Últim moviment: 31/12/1889

Name space: ICGC.Illscat

Unitat morfoestructural: Prepirineus

Specific hazard value: Lliscament translacional

Description: Translational slide

Natural hazard category: landslide

LOCALITZACIÓ

Topònim: Puigercós

Municipi: Tremp

Codi municipal: 252347

Codi comarcal: 25

Comarca: Pallars Jussà

NOU MOVIMENT CERCA MOVIMENT

"En el cas de desconèixer amb exactitud la tipologia del fenomen, cal introduir la categoria genèrica que en el llistat és diferència amb majúscules"

Figura 6. Formulario de entrada de los datos referentes al fenómeno.

El aplicativo de escritorio, para la entrada de los datos alfanuméricos está formado por 13 formularios. En la Tabla 1 se presenta la estructura de los formularios de entrada, en función de los tres niveles de información en los que se ha jerarquizado el modelo de datos, y sus diccionarios asociados.

En la Figura 7 se presenta, a modo de ejemplo, el interfaz gráfico SIG desarrollado para la incorporación de las componentes geométricas de la base de datos. En la parte inferior izquierda se puede observar cómo se han estructurado las geometrías, así como el listado de códigos y de simbologías a utilizar. En el centro de la imagen se puede observar la cartografía de uno de los fenómenos inventariados. En este caso particular se presenta la cartografía de un deslizamiento, compuesta por los dos tipos de geometrías, que marcan la cicatriz y la trayectoria (arcos) y el depósito del material movilizado (polígono).

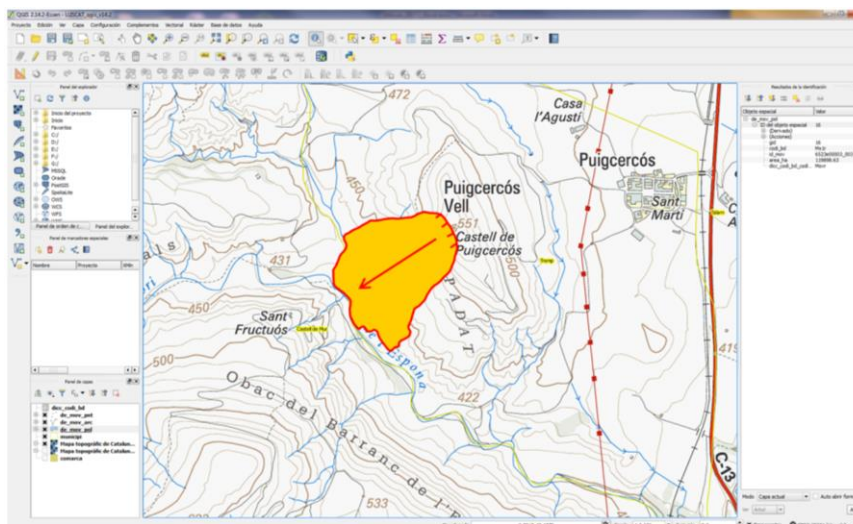


Figura 7. Aplicativo de escritorio de la parte cartográfica.

Niveles de información	Formularios	Diccionarios
A. Fenómeno	Fenómeno	A.1. Unidad morfoestructural A.2. Tipo de movimientos del terreno: INSPIRE A.3. Tipo de movimientos del terreno “Natural hazard category: INSPIRE” A.4. Topónimo (41.119 Topónimos) A.5. Municipio A.6. Comarca
	Movimiento	B.1. Causas del movimiento B.2. Font de datación B.3. Profundidad superficie de rotura A.3. Tipo de movimientos del terreno “Natural hazard category: INSPIRE”
B. Movimiento	Precipitación	
	Daños causados	
	Estructuras dañada	B.4. Estructuras afectadas B.5. Clases de daños
	Instrumentación	B.6. Instrumentación
	Medidas correctivas	B.7. Medidas correctivas
	Referencia bibliográfica	
	Datos del movimiento	C.1. Indicador de actividad C.2. Estado actual del movimiento C.3. Velocidad del movimiento C.4. Volumen de la masa movilizada C.5. Tipos de material afectado C.6. Época geológica del material
C. Datos del movimiento	Litología afectada	C.7. Litología afectada – epígrafe (1:50.000).
	Cubierta del suelo en la zona de salida	C.8. Cubiertas del suelo
	Cubierta del suelo en la zona de trayecto	
	Cubierta del suelo en la zona de llegada	

Tabla 1. Estructura de los formularios de entrada de datos i sus diccionarios asociados en función de los tres niveles de información.

5. CONCLUSIONES

Se presenta una base de datos que almacena, gestiona y facilita el acceso a la información sobre el inventario de movimientos del terreno en Cataluña.

El inventario permite crear el catálogo de fenómenos completo en el tiempo y en el espacio, con los parámetros necesarios para realizar evaluaciones de la peligrosidad frente a los distintos tipos de movimientos del terreno y el impacto socioeconómico que producen sobre

el territorio.

LLISCAT proporciona información de base para realizar mejores políticas de planificación y ordenación del territorio, así como para abordar nuevas estrategias en la prevención, protección y corrección frente a los movimientos del terreno.

Dos de las novedades más importantes incorporadas a la nueva versión de LLISCAT han sido, por una parte, poder almacenar las distintas reactivaciones que se produzcan de un fenómeno, permitiendo diferenciar los diferentes eventos. Y por otra, la incorporación de la componente espacial multielemento, permitiendo conectar la parte alfanumérica a la cartografía.

Se ha adaptado el modelo de datos a los requisitos marcados por la directiva INSPIRE para que LLISCAT sea compatible e interoperable en un contexto comunitario europeo y transfronterizo.

LLISCAT se ha implementado sobre un sistema de gestión de bases de datos relacionales orientadas a objetos, y de código libre PostgreSQL con PostGIS. El acceso a la información se ha realiza mediante dos interfaces basados en herramientas de escritorio que se conectan con la base de datos del servidor. El tercer nivel, orientado a servicios, está en proceso de implementación.

Actualmente la base de datos LLISCAT cuenta con 381 movimientos registrados que corresponden a 341 fenómenos.

REFERENCIAS

- CREAF (2005-2007). Mapa de cubiertas del suelo. Centre Recerca Ecològica i Aplicacions Forestals.
- Cruden, D.M. Y Varners, D.J. (1996). Landslide types and processes. En: Landslides. Investigation and mitigation. Turner and Schuter Eds. Special rep. 247. Trans. Reserarch Board. Nat Academy Press. U.S.A. Chapter 3.
- Glade, T.; Anderson, M.; Crozier, M. (Eds.) (2005) Landslide hazard and risk. John Wiley & Sons.
- González, M., Pinyol, J. y Oller, P. (2016). The geological multi-hazard map of Catalonia. A user-friendly tool for land use planning and management risk. Landslides and Engineered Slopes. Experience, Theory and Practice – Aversa et al. (Eds) © 2016 Associazione Geotecnica Italiana, Rome, Italy, ISBN 978-1-138-02988-0. 999-1002 pp.
- Hürlimann, M., Vaunat, J., Oorthuis, R., Lloret, A., Moya, J., Puig, C., Buill, F., Nuñez, A., Romero, E., González, M., Pinyol, J., Abancó, C., Martínez, J., Raïmat, C. y Copons, R. (2017). Pérdida de suelo en laderas bajo cambio climático. Procesos físicos, modelación predictiva y posibles

- estrategias de mitigación - El proyecto de investigación “SMUCPHY”. Proceedings del IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Santander, Junio 2017.
- ICGC (2016). Especificaciones técnicas de la Base de dades del Mapa per a la prevenció dels riscos geològics 1:25.000 (MPRG25M) v1.0. Comissió de Coordinació Cartogràfica de Catalunya. Diciembre de 2016.
- ICGC (2015). Conveni de col·laboració DARPAMN-IGC. Inventari d'esdeveniments documentats pel Cos d'Agents Rurals. Any 2014. AP-0009/2015
- ICGC (2016). Conveni de col·laboració DARPAMN-IGC. Inventari d'esdeveniments documentats pel Cos d'Agents Rurals. Any 2015. AP-0001/2016
- ICGC (2017) Conveni de col·laboració DARPAMN-ICGC. Inventari d'esdeveniments documentats pel Cos d'Agents Rurals. Any 2016. AP-0003/17.
- IGC (2009). Informe sobre la recuperació d'informació de riscos naturals en època històrica per a la reconstrucció paleoambiental a partir de fons documentals. Núm.: AP-120/09.
- IGC (2011). Cerca d'informació de riscos geològics en fons documentals històriques. Comarques del Berguedà, la Cerdanya, el Ripollès i la Garrotxa. Núm.: AP-067/10.
- IGC (2012). Conveni de col·laboració DARPAMN-IGC. Inventari d'esdeveniments documentats pel Cos d'Agents Rurals. Any 2011. Núm.: AP-034/12.
- IGC (2013a). Conveni de col·laboració DARPAMN-IGC. Inventari d'esdeveniments documentats pel Cos d'Agents Rurals. Any 2012. Núm.: AP-005/13.
- IGC (2013b). Recopilació i anàlisi de les dades dels projectes de cerca d'informació de riscos geològics en fons documentals històriques. Núm.: AP-020/12.
- IGC (2014). Conveni de col·laboració DARPAMN-IGC. Inventari d'esdeveniments documentats pel Cos d'Agents Rurals. Any 2013. Núm.: AP-095/13.
- IGC-ICC, 2010. Atlas geológico de Cataluña. Institut Geològic de Catalunya-Institut Cartogràfic de Catalunya. Barcelona 2010.
- INSPIRE “Infrastructure for Spatial Information in Europe” (2007/2/CE de 14 de marzo de 2007), Guía Técnica de zonas de riesgos naturales (<http://inspire.ec.europa.eu/data-specifications/2892>)
- Mather, A.E., Griffiths, J.S. y Stokes, M. (2003). Anatomy of a ‘fossil’ landslide from the Pleistocene of SE Spain. *Geomorphology* 50, 135-149
- Oller, P., Marturià, J., González, J. C., Escriu, J., Martínez, P. (2005) El servidor de datos de aludes de Cataluña, una herramienta de ayuda a la planificación territorial. Proceedings del VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Valencia, Junio 2005.

Ramisa, J. (2016). Sistema d'Informació de moviments del terreny de Catalunya (LLISCAT). Projecte del Màster de Tecnologies de la Informació Geogràfica (MTIG) Universitat Autònoma de Barcelona (UAB).

LOS MOVIMIENTOS DE LADERA EN ESPAÑA: HACIA UNA BASE DE DATOS CONJUNTA

Gerardo Herrera (1,2), Rosa María Mateos (1,2), Juan Carlos García-Davalillo (1,2), Virginia Alonso (1,2), Joaquín Mulas (1,2), Mario Hernández (1,2), Pere Buxó Pagespetit (1,3), Marta González (1,3), Jordi Pinyol (1,3), Jordi Marturì (1,3)

(1) Grupo de Expertos en Observación de la Tierra y Riesgos Geológicos (EOEG), EuroGeoEncuestas, Encuestas Geológicas de Europa.

(2) Laboratorio InSAR de Riesgos Geológicos (InSARlab), Área de Riesgos Geológicos, Instituto Geológico y Minero de España (IGME); g.herrera@igme.es; rm.mateos@igme.es; jc.garcia@igme.es; m.hernandez@igme.es

(3) Instituto Cartográfico y Geológico de Cataluña (ICGC); pere.buxo@icgc.cat ; marta.gonzalez@icgc.cat; jordi.pinyol@icgc.cat; jordi.marturia@icgc.cat

RESUMEN

A pesar de que los movimientos de ladera son uno de los peligros geológicos más extendidos en España, faltan instrumentos legales, guías metodológicas oficiales y datos reales sobre sus impactos económicos y sociales. Así mismo existen, en la actualidad, distintos inventarios de movimientos de ladera generados por diferentes organismos sin una aparente interrelación. En este trabajo, se analizan de manera conjunta las bases de datos de movimientos de ladera del Instituto Geológico y Minero de España y del Instituto Cartográfico y Geológico de Cataluña. En primer lugar, se analiza la distribución espacial de los distintos tipos de movimientos de ladera, y posteriormente, se analiza el grado de completitud de dichas bases de datos. Este trabajo pretende ser un primer paso para que otros organismos se unan y trabajen de manera conjunta en la armonización e integración de las bases de datos existentes de movimientos de ladera en España.

1. INTRODUCCIÓN

Los movimientos de ladera son uno de los peligros geológicos más extendidos en Europa en general, y en España en particular, causantes de impactos sociales y económicos significativos. En las últimas décadas del siglo XX, el impacto de los movimientos de ladera ha aumentado considerablemente por la rápida expansión de los asentamientos urbanos y la ocurrencia de eventos meteorológicos intensos. A pesar de que existen diferentes estudios que evalúan estos impactos en las últimas décadas (Haque *et al.*, 2016; Spizzichino *et al.*, 2010), dichos trabajos son incompletos por el carácter local de los movimientos de ladera, la fragmentación de las bases de datos existentes y las restricciones de acceso a las mismas.

Los movimientos de ladera se concentran principalmente en zonas montañosas y en acantilados costeros. A pesar de ello, también existen numerosos movimientos de ladera en zonas de baja pendiente, en las que los movimientos de ladera están fuertemente condicionados por litologías susceptibles y las condiciones hidrológicas erosivas de la zona (Crosta, 1998). Un ejemplo de ello es la ribera del Guadalquivir, donde los deslizamientos se desencadenan en zonas de baja pendiente ($<12^\circ$) por la elevada plasticidad y expansividad de las denominadas *Margas Azules del Guadalquivir* (Tsige *et al.*, 1994; Alonso *et al.*, 2010), produciendo múltiples daños en las zonas urbanas de la región. La mayoría de los movimientos de ladera se desencadenan fundamentalmente después de largos e intensos periodos de lluvias, pudiendo desencadenarse un gran número de deslizamientos en áreas extensas. Un ejemplo de esta situación se produjo en la isla de Mallorca (España) durante el período 2008-2010, cuando una combinación de precipitaciones persistentes y bajas temperaturas causaron un número inusual de roturas que generaron un gran impacto en la economía regional de la isla, basada principalmente en el turismo (Mateos *et al.*, 2012; Mateos *et al.*, 2013).

En un trabajo realizado por los Servicios Geológicos de Europa (Mateos *et al.* 2016, Poyiadji *et al.* 2017), se comprobó que el grado de integración en la ordenación y planificación del territorio de los peligros geológicos en general, y los movimientos de ladera en particular, es muy variable entre unos países y otros. Algunos países, como la Republica Checa, Estonia o Eslovenia, no incluyen los deslizamientos en su legislación, mientras que otros no exigen oficialmente mapas de peligros en su planificación urbana o carecen de metodologías oficiales para producir los mapas. Este hecho, unido a la fragmentación y restricciones de acceso a las bases de datos existentes en los distintos territorios dificultan la integración de datos y el desarrollo de estrategias comunes que reduzcan el riesgo por movimientos de ladera en Europa. En este trabajo se analizan de manera conjunta las bases de datos de movimientos de ladera del Instituto Geológico y Minero de España (IGME) y del Instituto Cartográfico y Geológico de

Cataluña (ICGC). Para ello se presenta en primer lugar la distribución espacial de los distintos tipos de movimientos de ladera registrados, y posteriormente, se analiza el grado de completitud de ambas bases de datos.

2. DESCRIPCIÓN DE LAS BASES DE DATOS

Las bases de datos (MOVES) del IGME y del ICGC, contienen información similar respecto a los movimientos de ladera registrados: elementos cartográficos, escala, tipología, tamaño (área y/o volumen), la historia, el factor desencadenante, el grado de actividad (activo, reactivado, e inactivo), la geología y los daños producidos. La tipología de ambas bases de datos sigue la clasificación propuesta por Cruden y Varnes (1996) en desprendimientos, deslizamientos, flujos, complejos y otros (Tabla 1).

	Desprendimientos	Deslizamientos	Flujos	Complejos	Otros	SUMA	% total
MOVES	2864	2529	3035	155	0	8583	78%
Cataluña	1114	1147	152	0	5	2418	22%
TOTAL	3978	3676	3187	155	5	11001	
% total	37%	33%	29%	1%	0%		

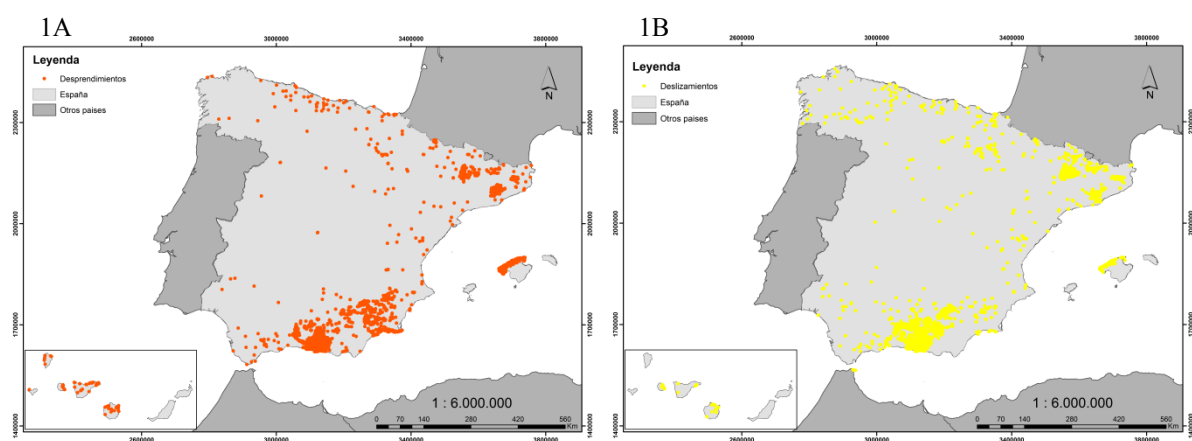
Tabla 1. Resumen de las bases de datos de los movimientos del terreno.

La base de datos MOVES, creada por el IGME en 2014 integra la base de datos histórica, los inventarios de movimientos de ladera elaborados en algunas regiones y registros de eventos recientes distribuidos por todo el territorio nacional. Además de deslizamientos, desprendimientos, flujos, etc., incluye movimientos gravitacionales verticales como subsidencia por extracción de agua, minería o disolución. Sin embargo, no incluye movimientos de origen tectónico, como los producidos por terremotos, o de origen volcánico. La base de datos se estructura en dos bloques: la descripción de las características propias intrínsecas, y relativamente invariables del movimiento, y la referida a la historia, es decir las diferentes reactivaciones producidas en cada movimiento. Mediante el proyecto MOVES, se ha generado una base de datos única a escala nacional siguiendo la normativa INSPIRE (2007/2/CE de 14 de marzo de 2007). La cartografía de nuevos registros, o la actualización de nuevos eventos, sigue procedimientos estandarizados que incluyen: la recopilación de documentos históricos, la interpretación de fotografía aérea y el trabajo de campo. En 2017, MOVES contaba con 8583 registros cartografiados a nivel nacional (Tabla 1). La mayoría de estos registros son de tipo flujos (35%), desprendimientos (33%), deslizamientos (30%), y un 2% de movimientos complejos.

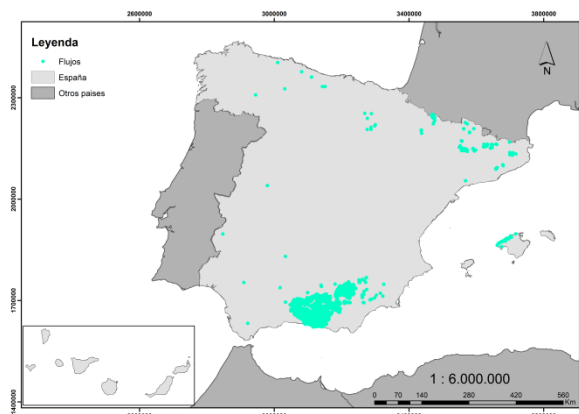
El Sistema de Información de Riesgos Geológicos (SIRG), en proceso de implementación,

integra las diferentes bases de datos de las que dispone actualmente el ICGC en materia de riesgos geológicos. El SIRG tiene como cuerpo central la base de datos de movimientos del terreno (LLISCAT) (González *et. al.*, 2017), pero se destacan la Base de datos del Mapa para la prevención de riesgos geológicos, la Base de datos de aludes y la Base de datos de información histórica, con información muy diversa y con diferentes escalas de trabajo, desde regionales a locales. Los objetivos del SIRG son la centralización, gestión, consulta y visualización de la información existente en materia de riesgos geológicos en el territorio catalán, con el propósito de ser una base de datos de referencia en el campo de los riesgos geológicos, que proporcione información de base para la mejora de las políticas de planificación y ordenación del territorio existentes, así como para abordar nuevas estrategias en la prevención, protección y corrección frente a los movimientos del terreno. Para realizar este análisis, se ha tenido en cuenta por una parte el inventario del Mapa para la prevención de riesgos geológicos (MPRG25M), que se realiza de forma sistemática para todo el territorio; y por otra, los 266 registros introducidos en LLISCAT en el momento del análisis. A partir estas dos fuentes de información, se dispone de 2418 registros cartografiados y clasificados en: deslizamientos (47,4%), desprendimientos (46,1%), flujos (6,3%) y otro (0,2%).

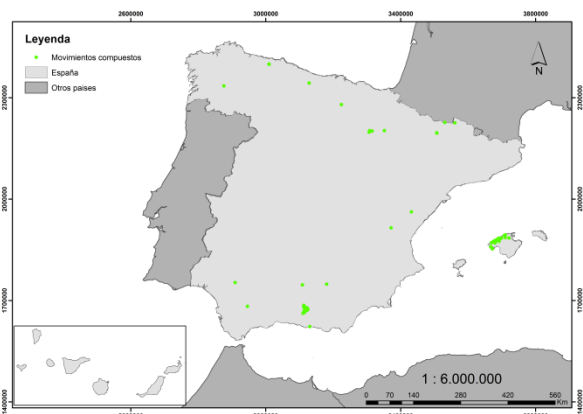
Se han analizado conjuntamente las bases de datos del IGME y el ICGC. Entre ambas bases de datos se cuenta con un total de 11.001 movimientos de ladera (Tabla 1), de los cuales la mayor parte de los registros son de tipo desprendimientos (37%), deslizamientos (33%), flujos (29%) y movimientos complejos (1%). La mayor concentración de registros se concentra en Granada, Murcia, Cataluña, y Mallorca, que es de donde se dispone de inventarios muy completos de movimientos de ladera regionales, mientras que en el resto del territorio su distribución es más dispersa (Figura 1).



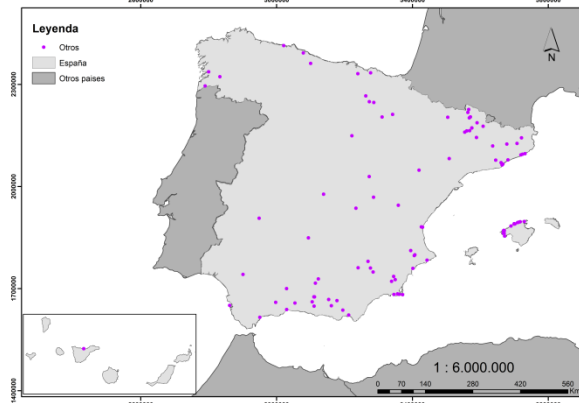
1C



1D



1E



1F

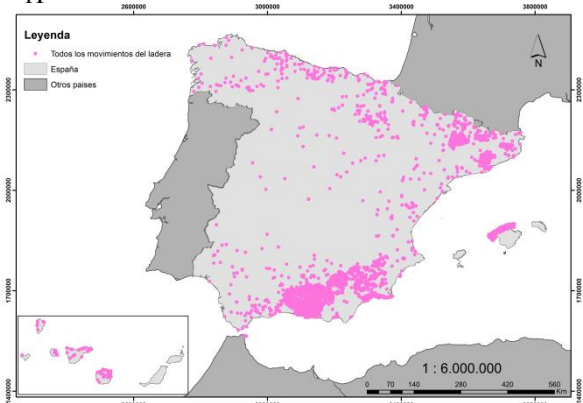


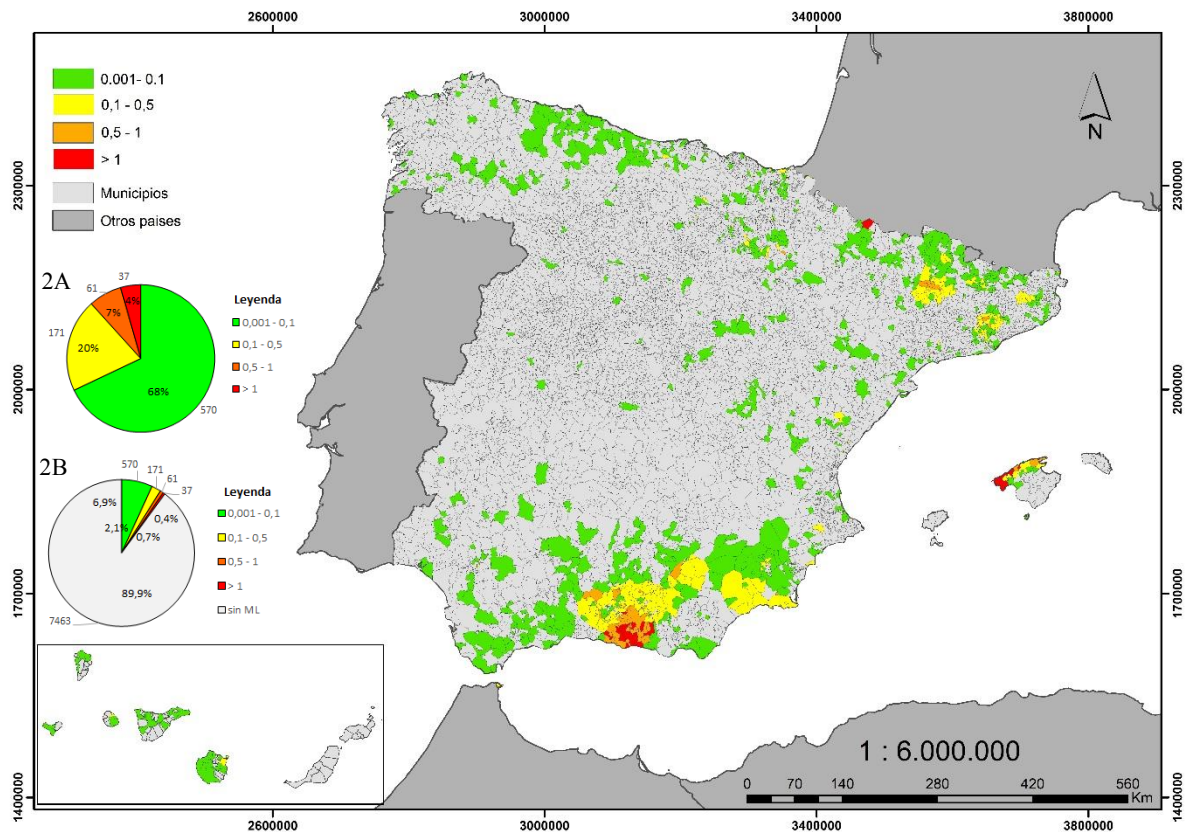
Figura 1. Mapas de los distintos tipos de movimientos de ladera: A, desprendimientos; B: deslizamientos; C: flujos; D: movimientos compuestos; E: otros; F: todos.

3. MAPA DE DENSIDAD DE LOS MOVIMIENTOS DE LADERA

Se ha elaborado un mapa de densidad de los movimientos de ladera sin distinguir tipología, para lo cual se ha contabilizado el número de movimientos registrados para cada km^2 . Para ello se ha utilizado la capa de puntos que define la ubicación de cada movimiento de ladera y una malla de 1 km por 1km. Dado que el área de cada movimiento es variable, desde centenares de m^2 a algunos km^2 , el mapa de densidad propuesto no representa áreas afectadas por movimientos de ladera sino más bien, celdas de la malla donde se han cartografiado 1 o más movimientos de ladera. El mapa de densidad resultante consta de 6142 km^2 en los que ambos Servicios Geológicos han cartografiado movimientos de ladera (ML), de los cuales el 92,5% cuenta con 1-3 ML/ km^2 , el 7% entre 4-10 ML y el 0,5% entre 11-22 ML/ km^2 . Esto quiere decir que, según los datos disponibles, en estas bases de datos tan solo se han cartografiado movimientos de ladera en el 1.2% del territorio.

Posteriormente, se ha realizado un mapa de densidad de los movimientos de ladera por

municipio. Para ello se ha calculado la densidad media de ML/ km² teniendo en cuenta la superficie municipal (Figura 2). En este mapa, se distinguen cinco categorías: municipios sin registros, municipios con una densidad media entre 0,001–0,1 ML/km², entre 0,1-0,5 ML/km², entre 0,5-1 ML/km², y con una densidad mayor a 1 ML/km². De los 8302 municipios de España, tan solo en el 10% (839) se ha registrado al menos 1 movimiento de ladera en ambas bases de datos. En la Figura 2A se observa que, en la mayoría de ellos (68%), la densidad media por municipio es inferior a 0,1 ML/km², y tan solo en 37 municipios el número de movimientos de ladera registrados es igual o mayor que el área de cada municipio (densidad media superior a 1 ML/km²). Los municipios con mayor densidad de movimientos del terreno se ubican en Granada, Mallorca y Pirineos. El grafico 2B, tiene en cuenta el total de municipios existentes en España, de los que el 90% no tiene registros de ML.



4. COMPARACIÓN CON EL MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD ELSUS 1000 V1

En esta sección se compara el mapa de densidad de ML con el mapa europeo de susceptibilidad a los movimientos de ladera (ELSUS v1) propuesto por Günther et al. (2014). El objetivo de esta comparación es doble: (1) por un lado proporcionar una primera validación cuantitativa del mapa y (2) proporcionar una primera estimación de la completitud de las bases de datos analizadas. El mapa ELSUS v1 es el resultado de un análisis espacial multi-criterio de la susceptibilidad a los movimientos de ladera que tiene en cuenta la variabilidad fisiográfica y climática de Europa y un inventario limitado de movimientos de ladera. Su resolución es igual a la del mapa de densidad propuesto (1 km x 1km). Para comparar el mapa de densidad con el ELSUS v1, este último se ha reclasificado en dos clases: baja a muy baja susceptibilidad (se hace referencia en adelante como no susceptible); y clases de susceptibilidad de moderada a muy alta (susceptibles). La comparación se ha realizado mediante una matriz de co-fusión de la que se obtienen cinco resultados posibles: TP (*True Positive*), áreas susceptibles que coinciden con registros de movimientos de ladera; FN (*False Negative*), áreas no susceptibles que coinciden con registros de movimientos de ladera; TN (*True Negative*), áreas no son susceptibles que no coinciden con registros de movimientos de ladera; FP (*False Positive*), áreas susceptibles que no coinciden con registros de movimientos de ladera; NA (*Not Available*), áreas sin datos ELSUS v1 donde existen registros de movimientos de ladera. Los resultados de esta comparación se muestran en la Figura 3, que resulta de la comparación celda a celda del mapa de densidad con el mapa reclasificado ELSUS v1.

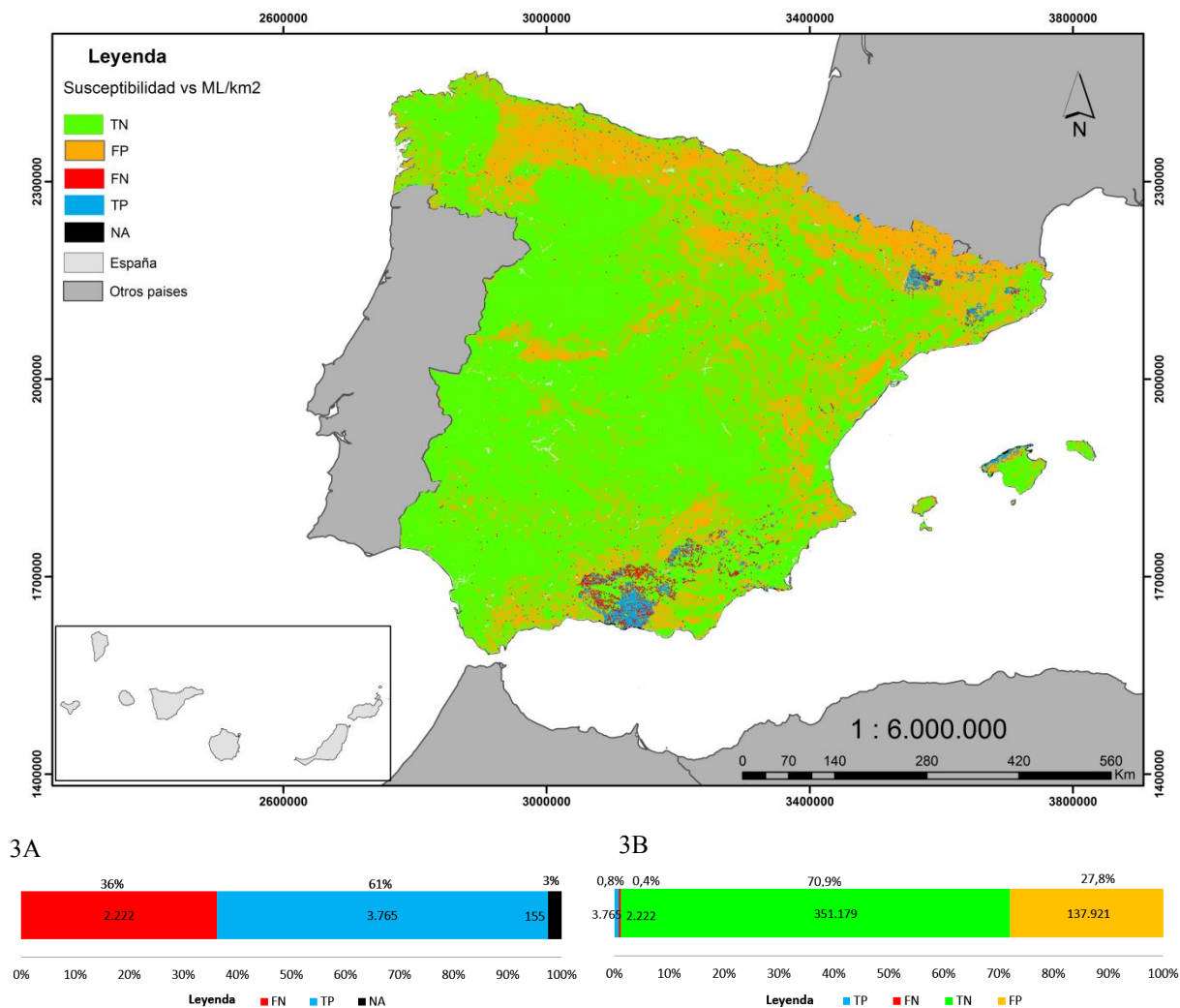


Figura 3 Mapa comparativo densidad de ML por kilómetro cuadrado con el ELSUS, y gráfico 3A y 3B.

En primer lugar hemos analizado únicamente los 6142 km² donde existen registros de movimientos de ladera. En la Fig. 3a se comprueba que el éxito de la comparación (TP) es de un 61%, el error es de un 36% (FN), y la comparación no es posible en el 3% (NA). Esto quiere decir que hay áreas con registros de movimientos de ladera que suman 2222 km², donde la estimación de ELSUS v1 es “no susceptible”. Si se considera el conjunto de los datos de ELSUS v1 para todo el territorio español, vemos (Fig. 3b) que se incluye en la comparación las otras dos categorías restantes: TN que con 351179 km² representa el 70,9% del territorio, y FP que 137921 km² datos representa el 27,8%. En este caso, el acierto de la comparación sería del 71.7% (TN + TP) y el error del 28.3% (FN + FP). El mapa ELSUS v1 subestima zonas de

España donde se producen movimientos de ladera en zonas con poca pendiente (<12°) fuertemente condicionados por la litología, como es el caso de la Cuenca del Guadalquivir.

En base a estos resultados, se ha realizado un análisis de la completitud de la base de datos analizados. Eeckhaut y Hervás (2012) estimaron de manera cualitativa la completitud de los inventarios existentes en Europa, fijándola por debajo del 50%. Con el fin de proporcionar una aproximación cuantitativa de la completitud de las bases de datos analizadas en este trabajo, calculamos la relación entre las áreas cartografiadas y las áreas susceptibles establecidas por ELSUS v1. La categoría FP, áreas susceptibles que no coinciden con registros de movimientos de ladera, puede ser explicada por distintos motivos: (1) una sobre-estimación de ELSUS v1; (2) la existencia de movimientos de ladera no cartografiados o no incluidos en las bases de datos analizadas; (3) la ocurrencia de movimientos de ladera en el futuro. Asumiendo estas posibilidades, calculamos la completitud de las bases de datos analizadas con la siguiente ecuación:

$$Completitud = (TP + FN + NA) / (TP + FP + FN + NA) \quad (1)$$

De acuerdo con esta relación, la completitud de las bases de datos de movimientos de ladera del IGME y del ICGC sería de un 4 %, es decir existen 137921 km² de zonas susceptibles a los movimientos de ladera potencialmente no cartografiadas o incluidas en estas bases de datos. A pesar de que también puede ser el resultado de una sobreestimación de ELSUS v1, constituye una primera aproximación a la completitud de dichas bases de datos.

5. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

En este trabajo se analiza de manera conjunta las bases de datos del Instituto Geológico y Minero de España (IGME) y del Instituto Cartográfico y Geológico de Cataluña (ICGC). Se comprueba que ambas bases de datos (BBDD) contienen información similar en cuanto a su representación cartográfica y la caracterización de los movimientos de ladera se refiere. De esta manera, ambas BBDD contienen información similar sobre los elementos cartográficos, la escala, la tipología, el tamaño (área y/o volumen), la historia, el factor desencadenante, el grado de actividad (activo, reactivado, e inactivo), la geología y los daños producidos.

Ambas BBDD cuentan con un total de 11001 movimientos de ladera de los que el 37% son desprendimientos, el 33% de deslizamientos, el 29% de flujos y el 1% de movimientos complejos (Tabla 1; Figura 1). La combinación de ambas BBDD ha permitido elaborar un mapa de densidad que consta de 6142 km² donde se han cartografiado 1 o más movimientos de ladera (ML) por km², lo que supone el 1.2% de España. El análisis por municipios revela que de los

8302 municipios de España, tan solo en el 10% (839) se ha registrado al menos 1 movimiento de ladera en ambas bases de datos, siendo la densidad media de movimientos de ladera por municipio superior a 1 por km² en 37 municipios. La mayor densidad de movimientos de ladera cartografiados se encuentra en regiones donde se han realizado cartografías regionales específicas de deslizamientos, como es el caso de Granada, Murcia, Mallorca, Cataluña y algunas zonas del Pirineo Oscense.

La comparación del mapa de densidad de movimientos de ladera con el mapa europeo de susceptibilidad a los movimientos de ladera (ELSUS v1), revela un éxito del 71% en la comparación, y un error del 28% para todo el territorio. El mapa ELSUS v1 subestima zonas de España donde se producen movimientos de ladera en zonas con poca pendiente (<12°) fuertemente condicionados por la litología, como es el caso de la Cuenca del Guadalquivir. A partir de esta comparación se ha propuesto un método ~~propuesto~~ para evaluar la completitud de las bases de datos analizadas que se basa en la relación entre áreas cartografiadas y áreas susceptibles establecidas por ELSUS v1. De acuerdo con esta relación, la completitud de las bases de datos de movimientos de ladera IGME y el ICGC sería de un 4 %, es decir existen 137921 km² de zonas susceptibles a los movimientos de ladera potencialmente no cartografiadas o incluidas en estas bases de datos. A pesar de que también puede ser el resultado de una sobreestimación de ELSUS v1, constituye una primera aproximación a la completitud de dichas bases de datos. La completitud analizada en 17 países de Europa por Herrera et al. (2017) tiene un valor medio del 17% superando en algunos casos el 50%. Esto indica que el valor obtenido para España es bajo, y requiere que todas las instituciones que trabajan en movimientos de ladera en España trabajen de manera conjunta por la integración y armonización de las bases de datos disponibles.

7. REFERENCIAS

- Alonso, E., Pinyol, N.M., Puzrin, A.M. (2010). Earth Dam Sliding Failure: Aznalcóllar Dam. Spain. Geomechanics of Failures. Advanced Topics. Springer. 129-167.
- Crosta, G. (1998). Rationalization of rainfall threshold: an aid to landslide hazard evaluation. *Environ Geol*, 35:131–145.
- Cruden, D. M., & Varnes, D. J. (1996). Landslides: investigation and mitigation. Chapter 3- Landslide types and processes. Transportation research board special report, (247). Van Den Eeckhaut, M., & Hervás, J. (2012). State of the art of national landslide databases in Europe and their potential for assessing landslide susceptibility, hazard and risk. *Geomorphology*, 139, 545-558.

- González, M., Pinyol, J., Ramisa, J., Querol, N., Marturià, J. (2017). La base de datos de movimientos del terreno de Cataluña (LLISCAT): una herramienta para la gestión de los riesgos geológicos. Proceedings del IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Santander, Junio 2017.
- Günther, A., Van Den Eeckhaut, M., Malet, J. P., Reichenbach, P., & Hervás, J. (2014). Climate-physiographically differentiated Pan-European landslide susceptibility assessment using spatial multi-criteria evaluation and transnational landslide information. *Geomorphology*, 224, 69-85.
- Herrera, G., Mateos, R.M., García-Davalillo, J.C., Grandjean, G., Poyiadji, E., Maftai, R., Filipciuc, T-C., Auflic, M.J., Jez, J., Podolszki, L., Trigila, A., Iadanza, C., Raetzo, H., Kociu, A., Przylucka, M., Kulak, M., Sheehy, M., Pellicer, X.M., McKeown, C., Ryan, G., Kopackova, V., Frei, M., Kuhn, D., Hermanns, R.L., Koulermou, N., Smith, C.A., Engdahl, M., Pagespetit, P.B., Gonzalez, M., Dashwood, C., Reeves, H., Cigna, F., Liscák, P., Mikulénas, V., Demir, V., Faha, M., Quental, L., Sandic, C., Fusi, B., Jensen, O.A. (2017). Landslide databases in the Geological Surveys of Europe. 1- 25. Submitted to *Landslides journal*.
- Haque U., Blum P., da Silva P.F., Andersen P., Pilz J., Chalov S.R., Malet J.P., Auflič M.J., Andres N., Poyiadji E., Lamas P.C., Zhang W., Pesevski I., Pétursson H.G., Kurt T., Dobrev N., García-Davalillo J.C., Halkia M., Ferri S., Gaprindashvili G., Engström J., Keellings D. (2016) Fatal landslides in Europe. *Lanslides* 13: 1545-1554.
- INSPIRE “Infrastructure for Spatial Information in Europe” (2007/2/CE de 14 de marzo de 2007), Guía Técnica de zonas de riesgos naturales (<http://inspire.ec.europa.eu/data-specifications/2892>)
- Mateos RM, García-Moreno I, Azañón JM (2012) Freeze-thaw cycles and rainfall as triggering factors of mass movements in a warm Mediterranean region: the case of the Tramuntana Range (Majorca, Spain). *Landslides* (2012), 9: 417-432.
- Mateos RM, García-Moreno I, Herrera G, Mulas J (2013 a) Damage caused by recent mass-movements in Majorca (Spain), a region with a high risk due to tourism. *Landslide Science and Practice*. Claudio Margottini, Paolo Canuti and Kyoji Sassa (Editors). Volume 7: Social and Economic Impact and Policies. 105-113.
- Poyiadji, E., Kontogianni, V., & Nikolaou, N. (2017). Integration of Geohazards in Urban Planning and Management. In *Advanced Engineering Forum*, ISSN: 2234-991X, 21, 557-563. Doi:10.4028/www.scientific.net/AEF.21.557
- Tsige, M., González de Vallejo, L., Doval, M., Barba, C., (1994). Microfabric of Guadalquivir “Blue Marls” and its engineering geological significance. In: *Proceedings 7th International IAEG Congress*. Vol. 4: 45-51.

PLATAFORMA ON-LINE PARA EL SEGUIMIENTO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO DE LA RED FERROVIARIA DE FGC

Dulcis SANTANA*, Judit PONS*, Héctor RODRIGUEZ*, Elisabet PRAT*, Ferran LOPEZ*, Marc JANERAS*, Pere BUXÓ*, Josep COMELLAS†, Anna FERRER†, David PARET†

* Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC)
Àrea de Geotècnia i Prevenció de Riscos Geològics

† Ferrocarrils de la Generalitat de Catalunya (FGC)

RESUMEN

Desde 2001 se están realizando trabajos de seguimiento geológico en la red de Ferrocarrils de la Generalitat de Catalunya (FGC) por parte del Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC). Actualmente el seguimiento se efectúa en 293.5km de línea que discurren diferentes contextos geográficos y geológicos de Cataluña

La evolución de los 15 años de seguimiento ha conllevado un importante volumen de información. Se ha generado una base de datos en base a la estructura de las 6 líneas ferroviarias donde se pueden consultar, por cada una de ellas, los informes periódicos que se han realizado y la información base de los elementos de su catálogo (taludes, laderas, barreras, túneles etc...)

En un entorno web restringido en base a Instamaps, FGC puede consultar los datos relativos al catálogo de la red ferroviaria. A grandes rasgos, es un visor de las bases cartográficas escalables sobre las cuales se muestran los elementos geológicos y geotécnicos objetivo del seguimiento y por navegación y selección se accede directamente a la información relacionada.

1. INTRODUCCIÓN

Ferrocarrils de la Generalitat de Catalunya (FGC) nace en 1979 con el objetivo de agrupar todas las líneas que no eran de vía ancha en Cataluña. Las primeras líneas que se integraron a la red fueron las líneas Barcelona-Vallés y Llobregat-Anoia. Más tarde se integraron otras líneas como el funicular de Gelida, el Cremallera de Núria (año 1986), los funiculares de Montserrat, las estaciones de esquí de la Molina, el nuevo cremallera de Montserrat inaugurado el 2003 y el 2005 se le transfiere la línea de La Pobla de Segur en Lérida. En julio de ese mismo año inicia el servicio del ferrocarril turístico llamado Tren del Cement, en la Pobla de Lillet. Actualmente FGC también gestiona las estaciones de esquí d'Espot Esquí i Port Ainé (2011) y participa de manera mayoritaria a la sociedad que explota la estación de esquí de Vallter 2000.

En total FGC opera 296.28 km de vía y 29.6 km de carretera de acceso a estaciones de esquí. En la Tabla 1 se indican los diversos anchos de vía y elementos de que dispone FGC.

Tipo de vía y ancho	km	Ubicación
Estrecha (1 m)	140	Barcelona
Estándar (1.435 m)	42	Barcelona
Ancha (1.668 m)	89	Lleida-Pirineos
Cremallera (1 m)	5,24	Montserrat
Cremallera (1 m)	12,5	Núria
Funicular Santa Cova	0,26	Montserrat
Funicular de Sant Joan	0,5	Montserrat
Funicular de Vallvidrera (1 m)	0,74	Barcelona
Funicular de Gelida (1 m)	0,88	Gelida
Telefèric Olesa-Esparreguera	1	Olesa-Esparreguera
Telecabina de la Coma del Clot	0,66	Queralbs, Núria
Tren del Cement	3,5	Núria

Carretera	km	Ubicación
Vallter	11,3	Setcases, Ripollès
Espot Esquí i Port Ainé	18,3	Rialp

Tabla 1. Vía y elementos que integran la red de FGC

Uno de los compromisos de FGC es la fiabilidad y seguridad del servicio. Con ello inicia obras múltiples para la mejora de la condición de estabilidad en taludes y laderas. Como ejemplo de protección frente a caída de rocas en la segunda mitad de la década de los 90 instala un total de 1425 metros de barrera dinámica de tipo Sisyphe.

Con la integración de las líneas de montaña (1986), el conjunto adquiere mayores evidencias entorno a la peligrosidad de laderas y la preocupación por la estabilidad de taludes y laderas se va extendiendo progresivamente a toda la red, incluyendo las líneas metropolitanas.

El elemento común en todas las vías y carreteras, donde se generan mayoritariamente las

inestabilidades, es el talud expuesto a la vía por el desmonte que genera el trazado de cada línea, ocurriendo también frecuentes movimientos en laderas naturales. En los taludes que componen las vías y carreteras afloran tanto materiales rocosos como suelos y rocas blandas, existiendo fenómenos tipo desprendimientos rocosos así como deslizamientos superficiales sobre materiales tipo suelo. No se han dado casos de deslizamientos profundos en laderas.

Como medida de prevención de riesgos en las diversas vías y carreteras de FGC, se hace necesario sistematizar el seguimiento de la condición de estabilidad de los diversos taludes y laderas que discurren a lo largo de los trazados.

Con este objetivo, en el año 2001, FGC solicita a la unidad de Ingeniería geológica del ICGC (Instituto cartográfico y geológico de Catalunya, en aquel momento con otra organización) realizar el seguimiento geológico-geotécnico de taludes y laderas y los demás elementos de protección e infraestructura de e diversas de las líneas y carreteras de FGC.

2. SEGUIMIENTO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

El seguimiento geológico-geotécnico es un elemento fundamental en el ciclo de la gestión del riesgo (Figura 1), considera el riesgo tanto natural como inducido por la excavación y construcción de las infraestructuras. Consiste en la vigilancia a lo largo del tiempo de las condiciones del riesgo, analizando los indicios de peligrosidad por si se debe reconsiderar algún tramo, comprobar el correcto funcionamiento de las protecciones y, en general, manteniendo un conocimiento actualizado del estado de la línea. Esta tarea parte de una etapa de estudio inicial con la elaboración de un inventario de los elementos geotécnicos objeto de análisis (taludes, laderas, elementos de protección frente a inestabilidades y se extiende también a terraplenes y drenajes por su conexión con problemas de inestabilidad del terreno).



Figura 1. Esquema de mitigación del riesgo

El inventario parte de un catálogo inicial, en el que se realizan estudios de peligrosidad a la vía y que se va actualizando a través del propio seguimiento anual. El inventario geológico-geotécnico se ha realizado sobre las líneas Barcelona-Vallès, Llobregat-Anoia [3], Montserrat [2], Súria i Sallent, Lleida-La Pobla [4] y Núria y Tren del Cement [1] [5] [6]. Las carreteras de montaña sobre las cuales se realiza el seguimiento són Vallter 2000 i Port Ainé (Figura 2).

Se aplica un plan de seguimiento que consiste en la inspección periódica preventiva de cada una de las vías, más otras inspecciones, de carácter más reactivo, motivadas por la ocurrencia de incidencias. El objetivo del plan de seguimiento es mantener al día el conocimiento del estado de taludes, laderas y obras geotécnicas que puedan suponer riesgo para el normal funcionamiento de ferrocarriles y vías (Figura 3). Bajo esta perspectiva, la auscultación es una herramienta complementaria al seguimiento que aporta el registro temporal de medición de variables representativas de la peligrosidad o del sistema. Se aplica, por ejemplo en un túnel del Cremallera de Núria.

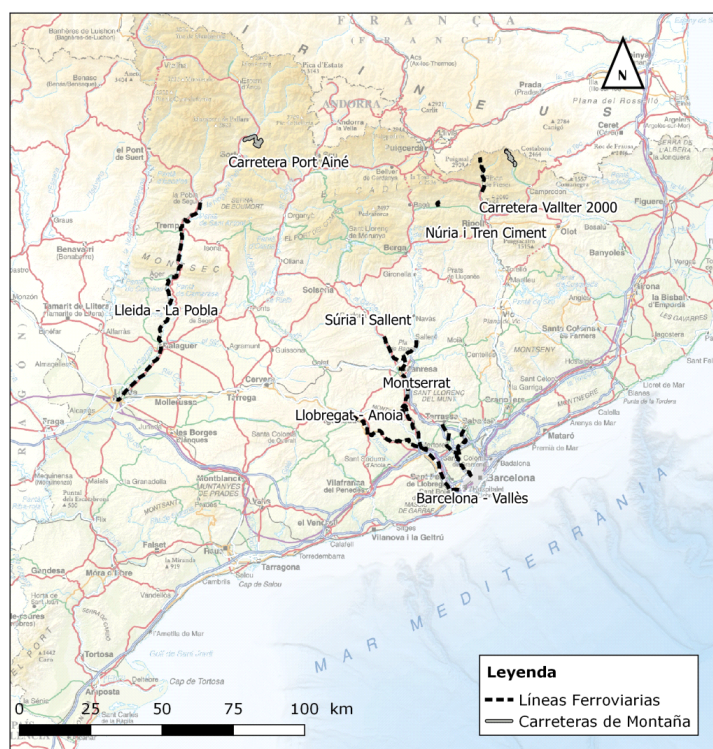


Figura 2. Ubicación de líneas sobre las que se realiza el seguimiento geológico-geotécnico.

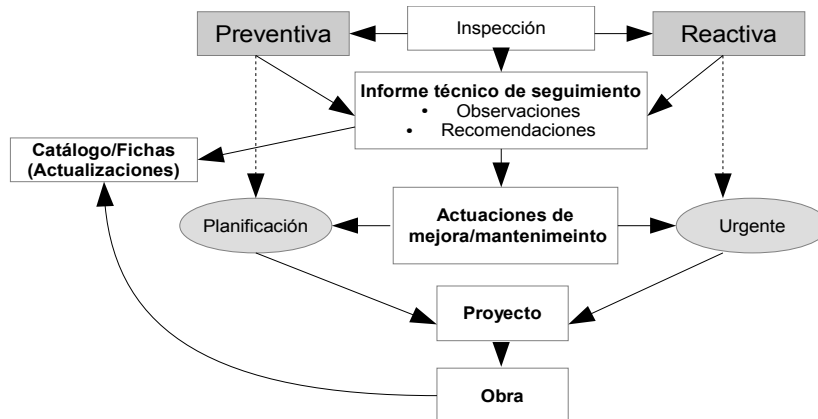


Figura 3. Esquema de operación del plan de seguimiento.

3. GEODATABASE

La creación de una geodatabase permite almacenar, administrar y mantener de forma centralizada la calidad de los datos SIG seguimiento geológico-geotécnico, ya que se trata de una base de datos relacional con almacenamiento de la geometría de los objetos. Con la creación de la geodatabase, se adquiere mayor funcionalidad de la información, que pasa de estar desvinculada a relacionada, permitiendo mayores posibilidades en su explotación y gestión.

Para la creación de la geodatabase, ha sido necesario diseñar un modelo de información integral que permita su explotación según los requerimientos del seguimiento geológico-geotécnico de taludes y laderas, así como demás elementos de cada una de las líneas y carreteras [7]. Para lograr este objetivo, las fases seguidas son las siguientes:

- Definición de objetivos y necesidades del proyecto, así como las herramientas a emplear
- Diseño de la base de datos (modelo conceptual y modelo lógico)
- Implementar la base de datos a través de un software gestor de bases de datos
- Adaptación del formato y carga de los datos
- Plan de mejora y actualización de la base de datos
- Compartir y visualizar los datos

Se ha creado la geodatabase en PostGIS y Posgre SQL, un entorno *opensource*. Para su creación y gestión se utiliza el programa PgAdmin y para su edición y actualización se utiliza el programa QGIS.

Los objetivos y necesidades del proyecto se enfocan a superar las desventajas del formato de los productos generado hasta 2016, principalmente superar su difícil gestión y explotación, siendo el objetivo principal la creación de una herramienta de consulta del estado del seguimiento geológico-geotécnico por parte de FGC y de gestión de la información por parte del equipo de seguimiento del ICGC.

Los objetivos anteriores y las características de los elementos del seguimiento determinan el diseño de la base de datos. Creando en primer lugar un modelo conceptual, que traduce los objetivos a elementos o entidades con diversos campos de consulta. Con el modelo conceptual también se establecen las relaciones que van a ser necesarias y se determina el tipo de relación en cuanto a su cardinalidad (Figura 4).

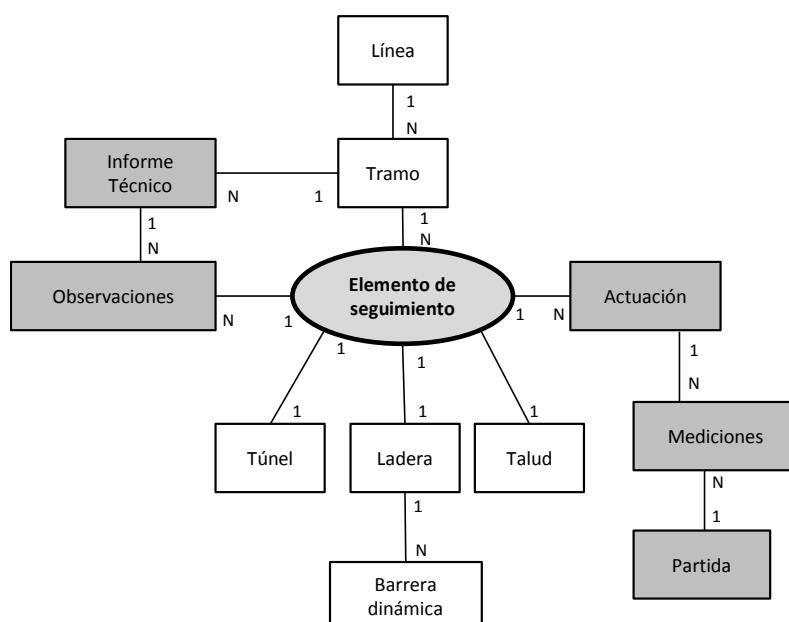


Figura 4. Esquema simplificado del modelo conceptual, con cardinalidades 1:1 y 1:N

El modelo lógico parte del modelo conceptual anterior y suma los requisitos y procesos del entorno. Con el modelo lógico se crean las tablas con todos los campos o atributos necesarios en cada uno de los elementos del esquema conceptual, se especifican condiciones y restricciones para el llenado de las tablas, se añaden campos identificadores y claves foráneas para interrelacionar los elementos del modelo conceptual y se establece el tipo de dato que va en cada campo (numérico, alfanumérico, entero, etc...). El modelo lógico recoge todos los requisitos del modelo conceptual mediante *scripts* de sentencias SQL.

4. ADAPTACIÓN DEL FORMATO Y CARGA DE LOS DATOS

Los datos del catálogo frecuentemente están en distintos formatos según el año en que se realizó el inventario y según particularidades de la línea inventariada. Por ello es necesario homogeneizar el formato para todas las líneas según el modelo conceptual, recogiendo aquellas propiedades más relevantes en cada caso.

El soporte de los datos también causa problemas a la hora de sistematizar la carga masiva de datos, con lo que previamente hay que desarrollar una transformación. A la vista de los formatos en que se disponen los datos, la fase de carga de datos requiere el paso a hojas de cálculo de miles de datos procedentes de PDF en muchos casos, o bien de numerosas tablas existentes en archivos separados. Tras este volcado, la población de la base de datos es tarea sencilla, ya que se trata de un formato compatible con PgAdmin. Una vez homogeneizados los datos de seguimiento para las diversas vías, se tiene como elementos de seguimiento los presentados en la Tabla 2. Los productos que se van generando con el seguimiento se expresan en la Tabla 3.

Línea	Longitud (km)	Nº de Taludes	Nº de Laderas	Nº de Túneles	Nº de Drenajes Longitudinales	Nº Drenajes Transversales	Barreras dinámicas	Tramos Calzada
Barcelona-Vallés	37.009	118	-	-	-	-	-	-
Llobregat-Anoia	90.331	303	39	-	-	-	24	-
Montserrat	5.544	65	27	-	-	47	72	-
Súria i Sallent	25.812	97	-	-	-	-	-	-
Núria i Tren del ciment	17.134	54	42	9	-	-	55	-
Lleida-La Pobla	87.908	208	20	42	-	-	16	-
Carretera Port Ainé	18.498	107	-	-	-	41	-	8
Carretera Vallter 2000	11.334	55	-	-	19	30	-	50
Total	293.570	1.007	128	51	19	118	167	58

Tabla 2. Elementos de seguimiento introducidos en la base de datos actualmente.

Línea	Informes técnicos	Observaciones	Actuaciones de mejora	Fichas de seguimiento
Barcelona-Vallés	11	28	118	118
Llobregat-Anoia	26	150	350	366
Montserrat	67	459	92	211
Súria i Sallent	10	55	99	97
Núria i Tren del ciment	69	167	114	160
Lleida-La Pobla	37	207	276	286
Carretera Port Ainé	35	(Sin introducir a BD)	(Sin introducir a BD)	156
Carretera Vallter 2000	2	(Sin introducir a BD)	(Sin introducir a BD)	154
Total	257	1066	1049	1548

Tabla 3. Productos generados con el seguimiento desde 2013.

Los elementos de seguimiento contienen su geometría con atributos alfanuméricos de identificador y nombre; atributos numéricos como son las propiedades geométricas como longitud, punto kilométrico y categoría (que expresa en una escala del 1 al 4 la mayor o menor peligrosidad natural para la vía del elemento de seguimiento); otros atributos se expresan como una ruta de enlace a la ficha del elemento de seguimiento en formato PDF.

La geodatabase contiene también los productos del seguimiento: tablas de informes técnicos de seguimiento y tablas de observaciones. Los informes técnicos recogen las observaciones realizadas en la visita de inspección sobre los elementos de seguimiento, establecen recomendaciones de actuaciones de mejora y dan cuenta de los cambios observados respecto a la última inspección del elemento en cuestión. Las actuaciones de mejora tienen asociadas valoraciones económicas y una prioridad, que se expresa sobre mapa con una geometría de tipo puntual sobre cada elemento de seguimiento, donde cada prioridad se asocia con un color en una escala semafórica.

5. PLAN DE MEJORA Y OPERACIÓN DE LA BASE DE DATOS

Junto con la creación de la geodatabase, se define a los usuarios, sus roles y responsabilidades. De esta forma, existe un usuario administrador de la geodatabase, que se encarga de la creación de la misma y la gestiona, generando los demás usuarios con roles de edición o bien de consulta y visualización.

Una de las ventajas de la geodatabase es que permite a diversos usuarios conectar simultáneamente, tanto en la edición como en la consulta de los datos. El plan de mejora y actualización consiste en establecer los flujos de trabajo a realizar por el equipo de trabajo (edición) para asegurar la calidad de los datos. Con este objetivo, se establece una herramienta GIS para la edición de datos que permite a diversos usuarios la actualización de los elementos de la base de datos. El software que se ha utilizado con esta finalidad es QGIS, que a partir del módulo PostGIS, permite la conexión a la base de datos.

Se crea un proyecto en Qgis con todos los elementos de seguimiento de la base de datos, generados en forma de vistas creadas a partir de sentencias SQL. Las vistas son tablas de combinación de datos configuradas a partir de otras tablas de la base de datos e incluyendo geometrías, en este caso, geometrías de cada elemento más sus atributos, que contienen toda la información agrupada según elementos de seguimiento: taludes, laderas, túneles, tramo de vía, línea, y actuaciones de mejora. Con estas agrupaciones se facilita el mantenimiento de la base de datos.

En el proyecto de seguimiento geológico-geotécnico, las principales causas que motivan la actualización de la base de datos son: la agregación de nuevo elemento a inventariar, existencia de nueva actuación de mejora a realizar o bien realizada y presencia de indicios de degradación de la condición de estabilidad de un talud. Como muestra la Figura 5, con cada inspección se motiva la actualización de la base de datos.

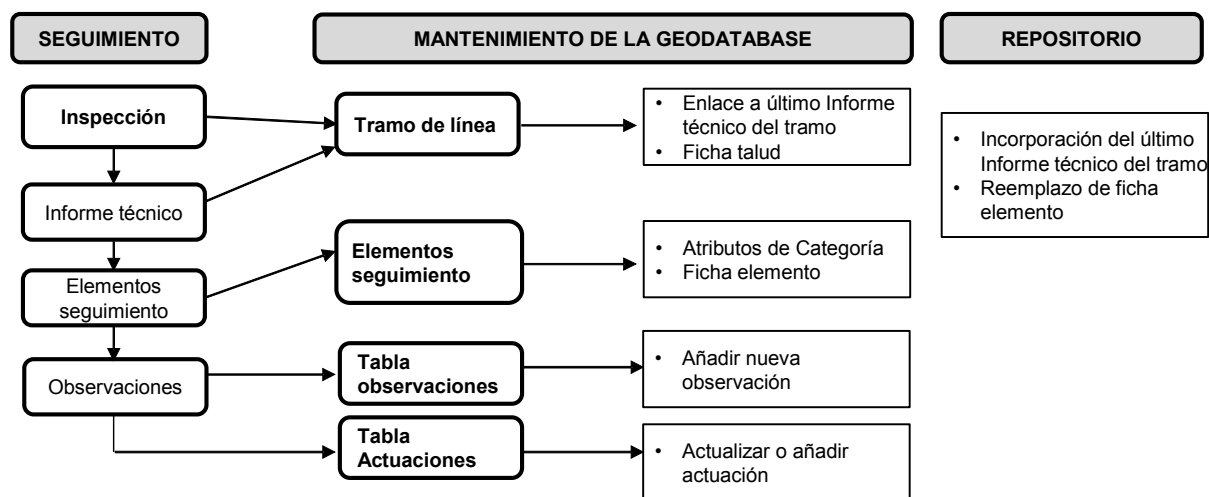


Figura 5. Flujo de trabajo para la operación de la base de datos

Cada vez que aparece una de las causas anteriores se activa el flujo de trabajo que asegura la integridad y vigencia de los datos. Esto se facilita ampliamente gracias a la creación de relaciones entre entidades, de campos autocalculados (PgAdmin) y formularios (Qgis). Estos últimos están actualmente en vías de implementación en el proyecto de Seguimiento.

6. COMPARTIR Y VISUALIZAR LOS DATOS

Para compartir y visualizar los datos producto del seguimiento se utiliza la plataforma abierta Instamaps (WWW.INSTAMAPS.CAT), realizada por el ICGC. Ésta plataforma permite crear, consultar, distribuir y compartir mapas en internet. Se trata de un visor desarrollado en HTML5 y que permite ser utilizado tanto en ordenadores de mesa como en cualquier tipo de dispositivo portátil tipo Tablet o Smartphone (entorno adaptativo o *responsive*). Permite la impresión y captura de pantalla de calidad y personalizable, así como la exportación de los datos en diversos formatos. Los datos generados o visualizados se pueden compartir vía correo, redes sociales o bien a través de un enlace. La forma de compartir y acceder al mapa de seguimiento geológico-geotécnico se realiza de forma simple a través de un enlace web.

Se usa la exportación desde el entorno de edición de la geodatabase Qgis, de forma que las capas y tablas se exportan en formato geojson y se cargan a Instamaps. Se comparten tanto las geometrías como los atributos asociadas a ésta. Existen elementos de visualización configurables en Instamaps, como la leyenda y la simbología de las capas.

En la Figura 6 se puede observar una vista general de las líneas con un elemento seleccionado en el mapa, que muestra sus atributos. Entre los atributos se encuentran los enlaces a las fichas de los elementos de inspección y los enlaces a las notas técnicas de inspección, que al estar alojadas en un servidor web a modo de repositorio, se pueden consultar al seleccionar los enlaces. La Figura 7 muestra un detalle de la línea Barcelona-Vallès.

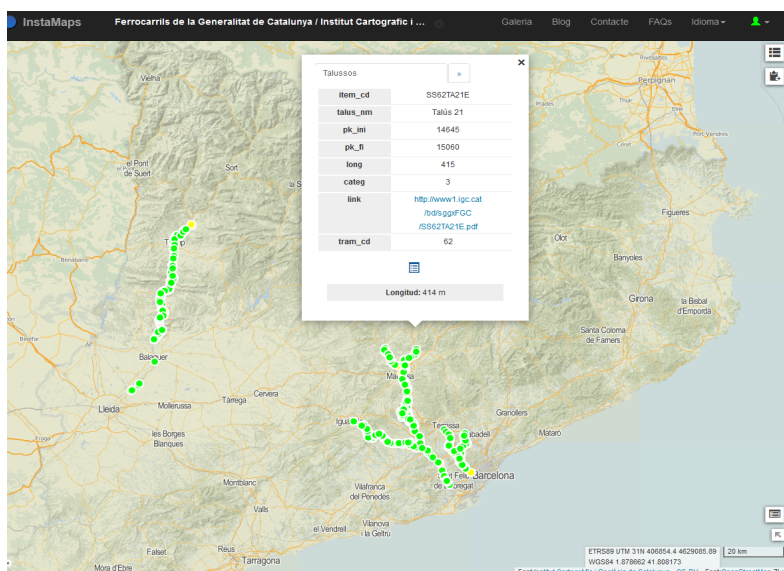


Figura 6. Vista general de las líneas con un elemento (Talud) seleccionado, del que se despliega su tabla de atributos con un enlace (en azul) a su ficha. Los elementos puntuales son las actuaciones de mejora.

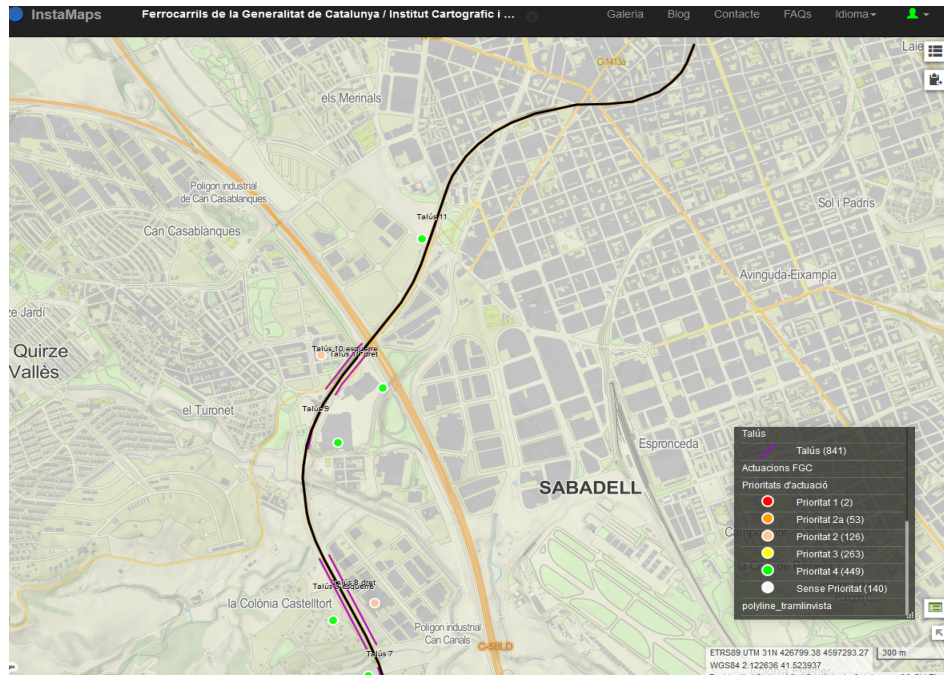


Figura 7. Detalle de la línea (negro) Barcelona-Vallès en su paso por Sabadell, en color lila se muestran los taludes. Los elementos puntuales en escala semafórica representan las actuaciones de mejora, como se puede observar en la leyenda (esquina inferior derecha)

7. CONCLUSIONES

El seguimiento geológico-geotécnico realizado desde 2001 por el ICGC ha recopilado gran volumen de información en diversos formatos.

Para la mejora en la explotación, gestión y visualización de los datos se han seguido las siguientes fases:

1. Definición de objetivos y necesidades
2. Diseño de la base de datos
3. Implementar la base de datos
4. Compartir y visualizar los datos en un entorno común

Disponer de la información en una geodatabase permite mejoras en la explotación, gestión y visualización de los datos.

El plan de mejora y mantenimiento integrado en la geodatabase permite disponer de información actualizada, cumpliendo con el objetivo de mantener al día el conocimiento del estado de taludes, laderas y obras geotécnicas por parte de FGC.

Instamaps permite compartir vía web de forma rápida los datos del seguimiento y

visualizar geográficamente, de forma actualizada e integral, los datos del seguimiento, así como consultar los atributos y documentos asociados (Fichas e informes técnicos).

8. AGRADECIMIENTOS

Han colaborado en el desarrollo de este proyecto: Albert Acedo, Neus Querol, Jorge Fleta, Marc Torres, Jordi Marturià y Guillem Domènech.

9. REFERENCIAS

- [1] Janeras, M., Buxó, P., Paret, D., Comellas, J. Palau, J., 2009. Valoración del riesgo como herramienta de análisis de alternativas de protección frente desprendimientos de roca en el Cremallera de Núria”. In: E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.) *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Barcelona, Octubre de 2009.
- [2] Janeras, M. Palau, J. Prat, E., Pons, J., Rodríguez, H., Martínez, P. Comellas, J., 2013. Valoración de 10 años de mitigación del riesgo de caída de rocas en el Cremallera de Montserrat. In: E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.) *VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Palma de Mallorca, Junio de 2013.
- [3] Janeras, M., Pons, J., Buxó, P., 2014. Slope inventory for rockfall hazard assessment along railways at intermediate scale. In: *5th Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection*, RocExs 2014, Lecco.
- [4] López, F., Prat, E., Janeras, M., Buxó, P., Palau, J., Martínez, P., Ferré, A., Marín J., 2009. Seguimiento y mitigación del riesgo geológico en la línea del ferrocarril Lleida – La Pobla de Segur. In: E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.) *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Barcelona, Octubre de 2009.
- [5] Oller, P., Paret, D., García, C., Janeras, M., Costa, O., Martí, G., Martínez P., 2009. Prevención del riesgo de aludes en la línea del Cremallera de Núria, Pirineo Oriental. In: E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.) *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Barcelona, Octubre de 2009.
- [6] Prat, E., Janeras, M., Rodríguez, H., Palau, J., Martínez, P., Paret, D., 2009. Seguimiento del riesgo geológico y estudio de la peligrosidad de caída de rocas en el Cremallera de Núria. In: E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.) *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Barcelona, Octubre de 2009.
- [7] Acedo, A., Torras, M., Marturià J., 2016. PFM *Creación de un SIG con visor web en base a Instamaps para el seguimiento geológico y geotécnico de la red ferroviaria de FGC*

ACTUACIONES DE ESTABILIZACIÓN Y PROTECCIÓN FRENTE DESPRENDIMIENTOS EN LA LADERA DE MARTIÁNEZ (TENERIFE): UN ENFOQUE INNOVADOR EN LA DEFINICION DE LA SOLUCIÓN

Carmelo Asensio Doz, Ana Isabel Santana Mancheño

Director Técnico de Solutioma, S.L.
Ingeniero de Montes e Ingeniero Técnico Forestal (UdL)

Responsable Técnico Delegacion de Canarias de Solutioma, S.L.
Ingeniera Técnica de Obras Públicas (ULL)

RESUMEN

La presente comunicación tiene como objetivo resaltar la importancia de la coordinación de todos los agentes implicados en los proyectos y obras de protección frente a desprendimientos y estabilización de taludes.

Esta necesidad de sumar conocimiento y esfuerzos de equipos multidisciplinares se hace, si cabe, más evidente en obras de emergencia, especialmente en aquellas que se desarrollan en zonas donde, además de convivir con las cotidianas particularidades de las obras de estabilización de taludes y protección frente a desprendimientos, existe la necesidad de preservar distintos elementos de interés, tales como yacimientos arqueológicos, zonas de especial protección de fauna o flora específica, sin perder de vista el objetivo fundamental de la protección de vidas humanas. Son trabajos en los que se precisa una gestión rápida, eficiente y eficaz, para coordinar la definición de las actuaciones necesarias con una planificación adecuada de las obras.

1. INTRODUCCIÓN

Históricamente, la Ladera de Martiánez ha sufrido numerosos episodios de desprendimientos que han supuesto intranquilidad a los vecinos de la zona y los usuarios de las infraestructuras colindantes. Ladera de Martiánez fue declarada Bien de Interés Cultural, con la categoría de Zona Arqueológica, mediante decreto del Gobierno de Canarias de 11 de diciembre de 2007.

Debió constituir una zona de habitación y de enterramiento en época prehistórica y, en la actualidad, se conservan varios yacimientos arqueológicos –muy amenazados por la inestabilidad de la ladera-, entre los que destaca una estación de grabados rupestres de gran singularidad. Es por ello que, dada su singularidad, en el año 2013 se declaró por parte del Excmo. Cabildo Insular de Tenerife, la emergencia de las obras de actuaciones de estabilización y saneamiento del BIC Ladera de Martiánez, con el fin de detener las afecciones provocadas por dichos desprendimientos. Las especiales condiciones de la zona, debido a la presencia de elementos patrimoniales, de elementos ambientales de interés y de instalaciones, supusieron una dificultad añadida que fue superada gracias al esfuerzo conjunto de la Propiedad con representación de Sergio Gutiérrez como Técnico Gestor del Servicio Técnico de Patrimonio y Mantenimiento del Área de Hacienda del Excmo. Cabildo Insular de Tenerife, la Dirección Facultativa de las obras representada por Trazas Ingeniería y la empresa adjudicataria de las obras, SOLUTIOMA.

2. MARCO GEOLÓGICO

Ladera de Martiánez constituye un acantilado fosilizado por los aportes aluviales del Barranco de Martiánez y, posteriormente, por las obras de urbanización y construcción de infraestructuras, que han alejado mar adentro el frente litoral. Está formado por materiales procedentes de las emisiones de la Dorsal NE que conforman una franja de morfología abrupta.

Los materiales volcánicos emitidos desde la línea de cumbres actual (Dorsal de Pedro Gil) descendieron hacia el mar con una suave inclinación hacia el Pleistoceno Inferior (aproximadamente unos 2-1,5 Ma). Posteriormente, la erosión debido a la acción del oleaje unida a los procesos de transgresión y regresión marina originaron la deposición de materiales sedimentarios que se encuentran intercalados con estas emisiones lávicas configurando el acantilado de unos 45 m de altura.

Teniendo en cuenta estas consideraciones, en la zona de estudio se diferenciaron dentro de las formaciones volcánicas, las coladas basálticas del Edificio Dorsal NE que forman el acantilado y las coladas traquifonolíticas máficas. Dentro de las formaciones sedimentarias destacaban las arenas limosas que aparecían intercaladas entre ambos materiales.

3. RIESGOS E INESTABILIDADES

Con objeto de aplicar una metodología que permitiera abordar problemas tipo y adoptar las soluciones adecuadas a cada caso, se llevó a cabo un reconocimiento de campo, realizándose una clasificación en los siguientes cinco tipos de inestabilidades:

- Inestabilidad por formación de cornisas por erosión diferencial.
- Inestabilidad por desprendimiento de bloques.
- Inestabilidad por bloques sueltos a media ladera.
- Inestabilidad por chineo o caída de bloques menores.
- Inestabilidad por flujo de detritos.

Formación de cornisas por erosión diferencial

Producidas por la erosión más intensa que afecta a los niveles escoriáceos y a las depósitos sedimentarios o arenas limosas, frente a la producida en los niveles suprayacentes de roca masiva de las coladas traquifonolíticas y basálticas. Estos últimos, al estar afectados por intenso grado de fracturación, se descomponen en bloques, pudiendo los más externos quedar en el aire y caer tal y como recoge la Figura 1.

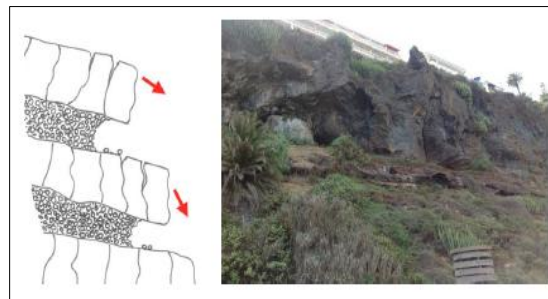


Figura 1. Inestabilidad por formación de cornisas por erosión diferencial

Desprendimiento de bloques

Los niveles masivos de las coladas traquifonolíticas y de las coladas basálticas estaban afectados por un diaclasado con pendiente preferentemente vertical, responsable de la existencia de varias familias de juntas con esa pendiente y distinta orientación; al interaccionar con la familia de juntas horizontales o subhorizontales, que configuran en el caso de las fonolitas el lajeado, provocaban la formación de bloques de dimensiones importantes, susceptibles de desprenderse y caer por vuelco o cuña de la manera especificada en la Figura 2.



Figura 2. Inestabilidad por desprendimiento de bloques

Bloques sueltos a media ladera

Se identificaron numerosos bloques de proporciones decimétricas a métricas que, como muestra la Figura 3, aparentemente se encontraban sueltos en algunos puntos de la ladera.



Figura 3. Inestabilidad por bloques sueltos a media ladera

Chineo o caída de bloques menores

Se determinó como chineo a la caída de partículas de pequeño tamaño, centimétrico a decimétrico, procedentes de los depósitos coluviales o piedemonte de forma análoga a la Figura 4.



Figura 4. Inestabilidad por chineo o caída de bloques menores

Flujo de detritos

Este tipo de inestabilidad afecta también a los depósitos coluviales o piedemonte. Se produce cuando toda o una buena parte del depósito se moviliza por pérdida de la cohesión entre sus partículas por la presencia de agua según el mecanismo descrito en la Figura 5.



Figura 5. Inestabilidad por flujo de detritos

4. MEDIDAS ADOPTADAS

Previo al inicio de los trabajos se estableció un plan de actuaciones valorando los riesgos existentes para las viviendas adyacentes así como los riesgos para los trabajadores en ejecución de los trabajos. Con este objeto, se zonificó la ladera de Martíáñez por actuaciones para el control de los riesgos de desprendimiento existentes derivados de múltiples tipos de inestabilidades detectadas y contempladas en el informe previo de “Actuaciones de estabilización del Bien de Interés Cultural Ladera de Martíáñez”, según recoge la Figura 6.



Figura 6. Disposición de las zonas de actuación en ladera Martíáñez

De esta manera se definió una secuencia de trabajos ascendiendo desde pie a coronación de talud, priorizando las actuaciones que minimizasen el riesgo a las viviendas y garantizarasen la seguridad de los trabajadores.

En la Tabla 1 se recogen de forma esquemática las distintas zonas en las que se dividió la actuación, así como las inestabilidades presentes en ellas junto con las medidas propuestas para su corrección.

Zona	Tipo inestabilidad	Actuación
A	Bloques sueltos a media ladera Bloques embebidos en matriz de piedemonte Chineo y pequeños desprendimientos	Red de cable + malla Malla TT tendida Barrera Estática
B	Desprendimiento de bloques debido al diaclasado vertical y la existencia de familias de juntas de diferente orientación	Malla reforzada
C	Desprendimiento de bloques debido al diaclasado vertical y la existencia de familias de juntas de diferente orientación	Red de cable
D	Desprendimiento de bloques debido al diaclasado vertical y la existencia de familias de juntas de diferente orientación	Barrera 1000 kJ h=4 m
E.1	Desprendimiento de bloques debido a la formación de cornisas por erosión diferencial de los niveles escoriáceos. Desprendimiento de bloques debido al diaclasado vertical y la existencia de familias de juntas de diferente orientación.	Red de cable Malla TT tendida en zonas bajas
E.2	Desprendimiento por existencia de alternancia de diaclasado vertical y horizontal y familia de juntas en las coladas traquitofonolíticas.	Tratamiento interior de cuevas
F	Bloques sueltos a media ladera	Red de cable

Tabla 1. Cuadro – resumen de inestabilidades y medidas correctoras por zonas

5. EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS

Zona A

En esta zona el talud estaba formado por un depósito coluvial con una matriz compuesta por materiales de granulometría variable y elementos rocosos de potencia considerable. En este caso la problemática fundamental se centraba en la erosión superficial continua y el depósito a pie de talud del material resultante. Esta erosión superficial generaba la inestabilidad de los bloques rocosos embebidos en la matriz que quedaban descubiertos con riesgo de caída.

Las obras se iniciaron las con la protección del perímetro de la ladera para evitar el alcance de los desprendimientos a las viviendas colindantes mediante la instalación de una barrera estática que interceptase la trayectoria de los bloques sueltos deprendidos. A continuación se tendió la malla de triple torsión para proteger contra los desprendimientos y se fijaron los bloques inestables embebidos en la matriz coluvial mediante red de cable de acero en paños independientes y con anclajes de barra de acero adicionales en los casos necesarios como muestra la Figura 7.



Figura 7. Aspecto general de la Zona A una vez finalizados los trabajos

Zona B

Las inestabilidades existentes en la zona resultaban de la existencia de coladas basálticas surcadas por familias de diaclasas originadas en su proceso de enfriamiento y retracción y favorecidas por la vegetación y los efectos de la erosión. Este diaclasado vertical en comunicación con numerables familias de grietas orientación variable generaban el riesgo de caída de bloques de potencia variable.

Debido a la existencia de una vegetación abundante en el talud de especies trepadoras, que de por si creaban una malla vegetal continua desde la coronación al pie, se planteó el aprovechamiento de la misma reforzándola con malla de acero de triple torsión anclada con barras de acero de diámetro 16 mm. Estos anclajes, reforzados con cable en diagonal permitieron la fijación del conjunto al talud impidiendo el movimiento de los bloques inestables mediante la formación de un entramado estable. De esta manera quedó asegurado el acceso a las zonas traseras del edificio y garantizada la seguridad en las viviendas colindantes, tal y como se puede observar en la Figura 8.



Figura 8. Vista de la malla de triple torsión reforzada con anclajes y cables

Zona C

Al igual que en la zona anterior, la inestabilidad existente en la zona era debida a la existencia de múltiples familias de diaclasas de orientación variable que producen la

inestabilidad de los bloques resultantes con el consecuente riesgo de desprendimiento por vuelco o desplome de los macizos afectados.

Para el tratamiento de esta inestabilidad se ejecutaron dos tipos de actuaciones diferentes, pero a la vez complementarias. Inicialmente, para el control de desprendimientos de pequeña entidad se instaló una malla de triple torsión, ajustada al terreno de forma que impidiese la movilización de pequeños bloques. Posteriormente, y para fijar los bloques de mayor tamaño, se reforzó la malla con red de cable de acero y anclajes de barra de acero de diámetro 25 mm y profundidad variable. De esta manera se consiguió la estabilización de los bloques potencialmente inestables garantizándose la seguridad en la zona común de las inmediaciones de la piscina comunitaria. La Figura 9 muestra el aspecto de la zona una vez finalizadas las actuaciones.



Figura 9. Bloques estabilizados con malla de triple torsión y red de cables

Zona D

Una vez estabilizado el pie de talud, las actuaciones continuaron con la instalación de barreras dinámicas a media ladera para la intercepción de trayectorias de caída de los posibles desprendimientos procedentes de los macizos inestables en coronación de talud. Esta actuación en media ladera se consideró prioritaria para evitar que durante la ejecución de los trabajos en coronación pudiese desprenderse algún bloque inestable y afectar a los residenciales del pie. La instalación de la barrera dinámica se planteó en fases en función de las estabilidades detectadas en coronación y la probabilidad de desprendimiento existente. Las barreras dimensionadas consistieron en pantallas dinámicas de capacidad de absorción de energía 1000 KJ y 4 metros de altura.

La primera fase de instalación de barreras se dispuso a pie del macizo potencialmente inestable debido a la alta fisuración en coronación y la existencia de inestabilidades derivadas de la formación de cornisas por la erosión de las capas escoriáceas inferiores. Se definieron dos tramos solapados por sus extremos final e inicial respectivamente, de longitudes 42 m y 32 m respectivamente.

La segunda y última fase de instalación de pantallas dinámicas se localizó en la segunda

zona potencialmente inestable del macizo rocoso. Se estudiaron las trayectorias de afección a las viviendas y se determinó así la localización más eficiente para la interceptación de los desprendimientos posibles. Se definieron dos tramos de 30 m y 50 metros igualmente dispuestos, solapados por sus extremos.

Debido a lo escarpado de la zona, el transporte del material y parte de los trabajos de montaje de las pantallas dinámicas se llevaron a cabo con la ayuda de un helicóptero tal y como se puede apreciar en la figura 10.



Figura 10. Trabajos de montaje de pantalla dinámica con helicóptero

Con la finalización de los trabajos de instalación de los tramos de pantalla dinámica se consigue la disminución del riesgo de alcance de las viviendas de manera considerable, pudiéndose así comenzar las labores de estabilización del macizo rocoso de coronación.

Zona E

Esta zona comprende la totalidad de la coronación del macizo de ladera de Martiánez, el cual se encontraba afectado por inestabilidades fundamentalmente de dos tipos.

- Inestabilidad debido a la formación de cornisas por erosión de la capa escoriácea. La continua erosión de capas escoriáceas generaba el descalce de las capas superiores formadas por coladas basálticas masivas generándose situaciones de inestabilidad potencial y elevado riesgo de desprendimiento.
- Inestabilidad por presencia de familia de diaclasas de orientación variable. Se suceden capas en las que la presencia de familias de diaclasas de diferentes orientaciones propias de este tipo de macizos puede producir desprendimientos por vuelcos o desplome de cuñas.

Esta zona se dividió, a su vez, en 2 sub-zonas identificándose una con el macizo y la otra con una de las cuevas existentes en su interior.

Zona E.1

La combinación de situaciones de inestabilidad hacía necesaria la aplicación de métodos

de fijación de los bloques sobre el mismo talud para el control del riesgo de desprendimiento. Una vez identificadas las inestabilidades y riesgos se definieron las medidas para su control, diferenciando por zonas los tratamientos a ejecutar. La totalidad del talud fue cubierta con malla de acero de triple torsión para el control de pequeños desprendimientos con anclaje en coronación y pie y ajustes para el ceñido de la malla. De esta manera se evitaría la caída de pequeños bloques e irrupción en la acera inferior, aislando también las cuevas existentes evitando la entrada en ellas. Por otro lado, en la coronación del talud, donde se evidenciaban las inestabilidades descritas anteriormente, se instaló red de cable de acero y se ejecutaron anclajes adicionales en función de las necesidades detectadas para la fijación de los bloques inestables al macizo rocoso. En la Figura 11 se aprecia esta actuación.



Figura 11. Ejemplos de bloques estabilizados

Zona E.2

Las actuaciones correspondientes a esta zona se centraron en el tratamiento de una de las cuevas de Ladera de Martiánez debido a su interés arqueológico. En el interior de las cuevas existía un continuo desprendimiento de bloques debido al lajeado horizontal propio de las fonolitas, por esto se planteó la necesidad de realizar un tratamiento en su interior con el objeto de garantizar la seguridad de los estudios arqueológicos y frenar el continuo descalce del macizo. Se plantearon acciones en la misma partiendo de la necesidad de su reversibilidad, por ello, se instalaron perfiles de acero tipo HEB para la contención de los desprendimientos en el interior de la cueva. Adicionalmente para evitar el alcance de los pequeños desprendimientos a los arqueólogos en el estudio de la misma se procedió a su cobertura mediante malla de triple torsión. El acabado final se observa en la Figura 12.



Figura 12. Cueva visitable gracias a las medidas de estabilización

Zona F

Esta zona delimitaba puntos de la ladera con macizos rocosos desprendidos y sueltos a media ladera. Los bloques rocosos procedían de los macizos de coronación y debido a su propio peso y a las condiciones de la ladera han quedado diseminados en su extensión. En función de su disposición, este tipo de macizos fueron tratados mediante ejecución de anclajes independientes, fijándolos a la ladera o bien, debido a su potencia, tratados con paños independientes de red de cable y bulones de contorno para su fijación. Adicionalmente en zonas en la que la proliferación de los mismos era elevada y su potencia variable se instaló previamente malla de triple torsión para posteriormente disponer paños de red de cable sobre los mismos y anclajes de contorno para su fijación. La Figura 13 refleja la situación una vez finalizados los tratamientos.



Figura 13. Bloques dispersos fijados sobre el mismo talud

6. CONCLUSIONES

- El estudio pormenorizado de todos los condicionantes existentes y el trabajo codo a codo de todos los actores intervinientes, junto con la amplia experiencia de los mismos, permitió ofrecer una solución que cumpliese con todos los requisitos exigidos.
- La solución propuesta fue evolucionando con el transcurso de las obras, adaptándose

a las necesidades y exigencias que iban surgiendo pero manteniendo unos estándares altos, prefijados de antemano, en cuanto a la calidad, la seguridad, la conservación del patrimonio y el respeto por los elementos ambientales de interés.

- Transcurridos prácticamente tres años desde la finalización de las obras, la solución propuesta cumple satisfactoriamente con los requisitos exigidos inicialmente en cuanto a la estabilización de los taludes, la protección de las infraestructuras y sus usuarios, y la conservación patrimonial y medioambiental del conjunto.

REFERENCIAS

- Ayala Carcedo, F.J. et al., 1987. Manual de taludes. IGME, Madrid.
- Elias, V. & Juran, I., 1991. Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations. FHWA, Washington DC.
- Hoek, E. & Bray, J.W., 1981. Rock Slope Engineering. Elsevier Science Publishers, Cambridge.
- López Jimeno, C. (editor), 1999. Manual de estabilización y revegetación de taludes. Entorno Gráfico, S.L. Madrid.
- López Vallejo, L.I. (coordinador), 2002. Ingeniería Geológica. Pearson Educación, Madrid.

APLICACIÓN DE LA UNE-EN 1537 EN LA FABRICACIÓN Y DISEÑO DE ANCLAJES DE CABLE Y BARRA.

Amadeo VILAR BRUMBECK¹, Victor HERRERA GUERRERO¹

¹ DYWIDAG Sistemas Constructivos, S.A.

RESUMEN

En este artículo se trata, en primera instancia, de hacer una descripción de la Normativa Europea EN 1537:2001 relativa a la Ejecución de trabajos geotécnicos especiales, los Anclajes. A continuación se establecerá una breve correlación con la regulación española, en este caso, una serie de Recomendaciones editadas por organismos y entidades con la autoridad y la solvencia del Ministerio de Fomento ó la Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural (ACHE).

Posteriormente, se hará hincapié en los aspectos más relevantes de la Norma: vida útil de los anclajes y su protección anticorrosiva mediante componentes contrastados así como la importancia de manufacturar los anclajes en condiciones que garanticen su durabilidad.

Por último, se incidirá en la necesidad de realizar, además de los ensayos de aceptación, ensayos de idoneidad, indispensables para el correcto dimensionamiento de los anclajes de trabajo. Modernas técnicas de monitorización, tales como el DYNA Force, permiten hoy en día definir con exactitud la longitud de bulbo idónea para cada tipo de anclaje y terreno.

1. INTRODUCCIÓN

La Norma europea EN 1537:2001 para la *Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Anclajes*, es elaborada por el comité técnico AEN/CTN 103 Geotecnia y publicada en 1999. Su versión oficial en español ve la luz en 2001 a través de AENOR, que ostenta la Secretaría del Comité en España. Posteriormente, es sustituida en 2013 por la EN 1537:2013 y publicada en español en 2015 como UNE-EN 1537, tras su revisión por expertos procedentes de más de 10 países.

En línea con esta norma están también la *“Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera”*, editada por el Ministerio de Fomento y las Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno, publicadas por el Colegio de Caminos y la ACHE.

Un denominador común en estos documentos en lo relativo a la **fabricación de anclajes permanentes al terreno, tanto de barra como cable, es la insistencia en dotar a los componentes de acero de los mismos de una protección segura, efectiva y duradera ante el paso del tiempo y la actuación de agentes externos y la corrosión que traen consigo.**

2. APLICACIÓN Y FABRICACIÓN ANCLAJES GEOTÉCNICOS SEGÚN LA UNE-EN 1537

Las descripciones que da la UNE-EN 1537 a los anclajes en función de su vida útil y protección anticorrosiva son:

Anclaje permanente es: *“Anclaje con una vida de diseño superior a dos años”*

Anclaje temporal o provisional es: *“Anclaje con una vida de diseño menor o igual a dos años.”*

En el diseño, es necesario que el proyectista, antes de resolver un problema de estabilidad aplicando anclajes geotécnicos, pueda evaluar todos los parámetros que afectan al talud o estructura.

Como se detalla en la UNE-EN 1537:

- “Los anclajes se diseñan de acuerdo a la Norma EN 1997-1 (Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico), y se ensayan de acuerdo con el proyecto de Norma prEN 22477-5 (Geotechnical investigation and testing -- Testing of geotechnical structures)
- La planificación y el diseño de anclajes al terreno exige experiencia y conocimiento en este campo especializado.
- Las fases de instalación y de ensayo requieren de mano de obra y supervisión especializadas y cualificadas.

En la fabricación de anclajes tanto permanentes como provisionales, ya sean de cable como de barra, los elementos de protección deben ser capaces de, además de transmitir las cargas del tendón y garantizar la vida útil para la que el anclaje fue diseñado.

En el caso de anclajes permanentes, la norma establece dos posibilidades:

- a) Una única barrera de protección contra la corrosión, cuya integridad se debe demostrar por medio del ensayo de cada anclaje “in situ” ó
- b) Dos barreras de protección, de modo que, si una se daña durante la instalación ó tesado del anclaje, la segunda permanezca intacta.

La Norma no permite considerar la lechada como una de las dos barreras de protección permanentes salvo que esté elaborada e inyectada en condiciones controladas en fábrica (o equivalentes), tanto en composición como en fisuración y siempre que el recubrimiento del tendón respecto a la barrera exterior sea de, al menos, 5 mm.

Las condiciones de fábrica son prácticamente imposibles de reproducir en obra, ya que es necesaria una rampa para la preinyección con inclinación y de unas dimensiones difíciles de ubicar. En esta rampa se pueden dar los golpes de inyección necesarios para purgar completamente de aire el interior de la vaina. Nótese que cualquier burbuja puede ser un punto de corrosión.

Tampoco es sencillo encontrar un espacio seco y elevado donde las lechadas tengan un fraguado confiable.

Es de suma importancia, asimismo, garantizar durante la fabricación de los anclajes el uso de materiales anticorrosivos que cumplan los mínimos de calidad en cuanto a espesores, composición, resistencia e impermeabilidad.

3. SISTEMAS DE PROTECCIÓN FRENTE A LA CORROSIÓN DE ANCLAJES PERMANENTES. APLICACIÓN.

Todos los sistemas de protección frente a la corrosión, es decir, cada uno de los componentes que forman parte de la estructura de los anclajes permanentes, están sujetos a ensayos para verificar la competencia del sistema.

- A) Los tendones deben estar libres de picaduras de corrosión antes de la aplicación de un sistema protección frente a la corrosión.
- B) Se permite una capa delgada de óxido antes de la aplicación de la lechada de cemento, siempre que sea susceptible de ser cepillada con facilidad.
- C) Se debe aplicar la protección frente a la corrosión bajo condiciones de fábrica, fuera del emplazamiento de la obra, o en la obra dentro de áreas de trabajo especialmente construidas, donde se pueda asegurar un ambiente adecuado.
- D) Se deben crear las condiciones ambientales y de trabajo que permitan una aplicación de la protección frente a la corrosión de acuerdo a la norma UNE-EN 1537.
- E) No se debe exponer el tendón a corrientes parásitas.

3.1 FABRICACIÓN DE LA LONGITUD DE ADHERENCIA DEL TENDÓN PERMANENTE.

La normativa detalla varias formas de dotar al tendón permanente de protección frente a la corrosión:

- a) Un único tubo de plástico corrugado que contiene el tendón y la lechada de cemento.

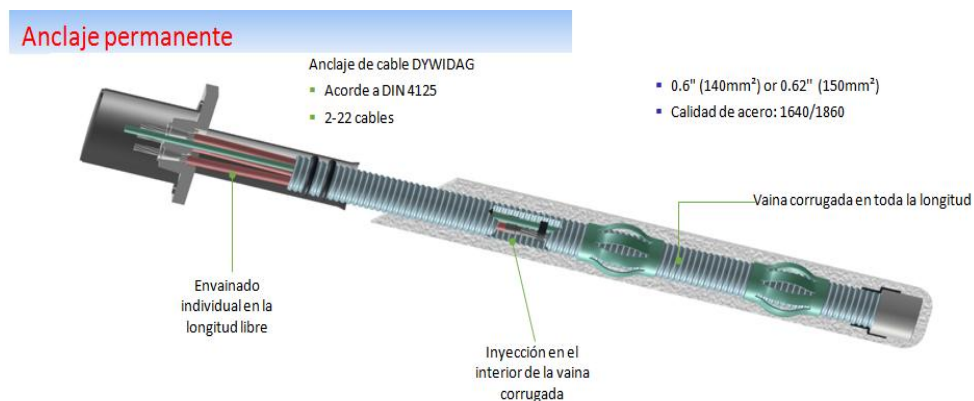


Fig. 1. Representación de anclaje de cables PERMANENTE.

- b) Dos tubos de plástico corrugado que contienen el tendón, totalmente pre inyectado (Con cemento o resina) en el centro y en el interior anular entre los tubos, antes de su instalación.

Anclaje Twin Corr (Doble Corrugado) según EN 1537



Fig. 2. Representación de anclaje de cables PERMANENTE TWIN CORR.



Fig. 3. Representación de secciones anclaje de cables PERMANENTE TWIN CORR.

Un único tubo de plástico corrugado que contiene el tendón (entendemos que se refiere sólo a barra por el control necesario de la fisuración) y está preinyectado con lechada de cemento. Es necesario dejar un recubrimiento mínimo de 5 mm entre el tubo y la barra. Los tendones de barra tienen una superficie exterior estriada de forma continua. El ancho de las grietas de la lechada de cemento entre el tubo y la barra no debe exceder 0.1 mm bajo la carga de servicio.



Fig.4. Representación anclaje de barra GEWI

- c) Un único tubo manguito de acero o de plástico corrugado con un espesor de pared de al menos 3 mm, rodeado por un recubrimiento de lechada mínimo 20 mm, inyectada bajo una presión no inferior a 500 kPa, en intervalos a lo largo del tubo manguito no mayores de 1m. Debe haber un espesor mínimo de lechada de 5 mm. entre el tubo y los elementos del tendón. El ancho de la grieta de esta lechada de cemento no debe exceder de 0.2 mm bajo la carga de servicio.
- d) Un único tubo de acero corrugado (tubo de compresión) rodeando de cerca a un tendón de acero engrasado. Se protege el tubo y la tapa de plástico sobre la tuerca de bloqueo por medio de la lechada de cemento circundante, con un espesor de lechada no inferior a 10 mm. y unas anchuras de grietas que no deben exceder de 0.1 mm. bajo carga de servicio.

3.2 FABRICACIÓN DE LA LONGITUD LIBRE DEL TENDÓN PERMANENTE.

Es imprescindible que la longitud libre esté provista de un sistema de protección frente a la corrosión que permita el libre movimiento del tendón en el momento del tesado.

Existen diferentes alternativas de conseguir que la longitud no adherente se mantenga protegida frente a la corrosión. Los compuestos de materiales base que componen la protección anticorrosiva en la zona libre pueden fabricarse con estas alternativas:

- Una vaina de plástico para los elementos individuales del tendón, rellena completamente de un compuesto anticorrosivo flexible (grasa), además de una vaina común que los contenga, bien sellada contra la entrada de agua, bien inyectada de lechada.
- Una vaina de plástico para los elementos individuales del tendón, rellena completamente con lechada de cemento, más la vaina común ya mencionada.
- Una vaina de plástico común para los elementos múltiples del tendón, rellena completamente, con lechada de cemento, más una vaina común sellada en los extremos.

Es indispensable que tanto en las vainas individuales como en la común, se garantice el libre movimiento del tendón durante el tesado.

3.3 PROTECCIÓN DE LA TRANSICIÓN ENTRE LA CABEZA DEL ANCLAJE Y LA LONGITUD LIBRE:

Un punto crítico por donde la corrosión ataca más comúnmente es en la zona de transición entre la cabeza del anclaje y la longitud libre. Es imprescindible sellar toda esta zona y protegerla con gel, cemento o resina. Para conseguir que esta transición sea hermética se pueden utilizar un tubo soldado a la placa y sellando también la vaina rellenando posteriormente con un compuesto de protección anticorrosiva.

Cabeza de anclaje para anclajes permanentes



Fig. 5. Representación de cabeza de anclaje de barra PERMANENTE.

3.4 CABEZA DEL ANCLAJE:

Tanto en anclajes permanentes de cable como en los de barra, es muy conveniente proteger la cabeza con caperuzas, metálicas o plásticas:

- Caperuza de protección metálica pintada y/o galvanizada con un espesor mínimo de pared de 3mm.
- Caperuza de plástico rígido con un espesor mínimo de pared de 5 mm. y 10 mm de espesor mínimo de alma.

La caperuza se conecta a la placa de apoyo mediante rosca o con pernos roscados. Se recomienda que se pueda retirar para inspecciones, retesados, etc. En el interior de la caperuza se rellena con un compuesto anticorrosivo flexible (grasa, gel, etc.) y se sella con una junta. De esta forma, en el caso de anclaje de barra, tanto la barra como la tuerca quedan protegidas. Para el caso de anclajes de cable, protege los cables, cuñas y la placa de cuñas.



Fig. 6. Representaciones de caperuza de PE para anclaje de cable PERMANENTE.

La fabricación de anclajes en talleres especializados, cerrados, en seco y dotados de los medios adecuados, y la utilización de sistemas homologados permite la aplicación de la Norma en toda su dimensión, más aún, permite fabricar anclajes de cable y barra con una sola barrera de protección siempre que sean preinyectados en taller y se controle la fisuración de la lechada. También nos habilita para la fabricación de anclajes de cable con doble corrugado sin preinyectar, evitando la farragosa y poco efectiva prueba de aislamiento eléctrico de cada anclaje en obra.

Una vez interpretada la norma en sus aspectos técnicos más relevantes en cuanto a fabricación y protección, se hace necesaria la comprobación de su capacidad, efectividad e incluso la optimización en su diseño.

4. SENSORES ELASTOMAGNÉTICOS PARA ANCLAJES DE CABLE Y BARRA

Este sistema de monitorización surge de la creciente necesidad de controlar de manera fehaciente cualquier tipo de estructura, bien en superficie, como pueden ser los puentes y edificios, bien bajo tierra, caso de las estructuras ancladas y/o pilotadas.

Es especialmente efectivo en tendones de cable ó de barra y, a diferencia de otros más convencionales como las células de carga, nos permite, además, conocer el estado de carga de cada una de las partes del elemento a controlar y, dentro de éstas, diferentes zonas de la misma.

En definitiva, se trata de un método cómodo, preciso y económico para ensayar el estado tensional de los tendones postesados, bien en su conjunto, bien en una parte concreta de éstos.

4.1 DESCRIPCION GENERAL

El sistema de monitorización mediante sensores está basado en las propiedades magneto-elásticas de los materiales ferrosos. La permeabilidad del acero en un campo magnético cambia con el nivel de tensión del acero. Si medimos los cambios de permeabilidad, podremos determinar el grado de tensión del acero.

El sensor no altera las características del tendón más allá de la magnetización del punto donde es instalado. Se ha diseñado una unidad de lectura capaz de activar el acero a través del sensor y medir su respuesta a este impulso. La unidad de lectura convierte esta respuesta en unidades de fuerza. El sensor tiene un termistor integrado que permite compensar la temperatura.

Debido a la diversidad de las propiedades magnéticas de los distintos aceros, es necesario hacer una calibración previa que permita a los sensores rendir a su más alta capacidad y con la mayor precisión.

El margen de error del sistema es de 1,5% en cable y 3% en barras.

DYNA[®] Force nos permite controlar las cargas de los anclajes de cable y barra periódicamente y en pocos minutos como parte del protocolo de inspección y sin necesidad mover equipos a obra ó mover sistemas de elevación excesivamente caros.

El sistema evita los errores y riesgos asociados a los trabajos en altura.

Es un sistema robusto, no requiere mantenimiento, no tiene partes móviles y su vida útil es, al menos, tan prolongada como la de las estructuras que lo contienen.

Los sensores son cilíndricos y se instalan sobre la barra ó cable incluso si éstos están envainados, engrasados, con epóxi ó galvanizados.

El sistema se caracteriza, en definitiva, por su precisión, rendimiento, fácil instalación, durabilidad y bajo coste.

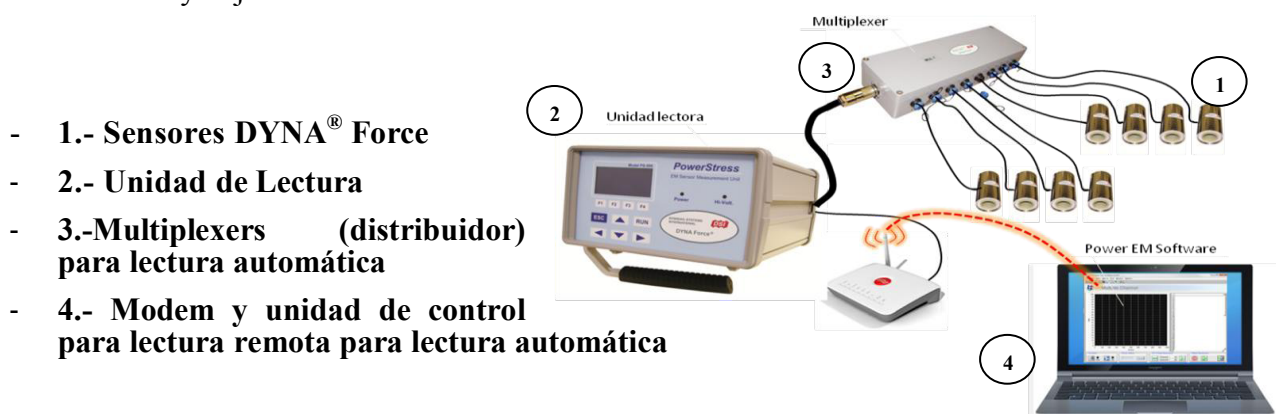
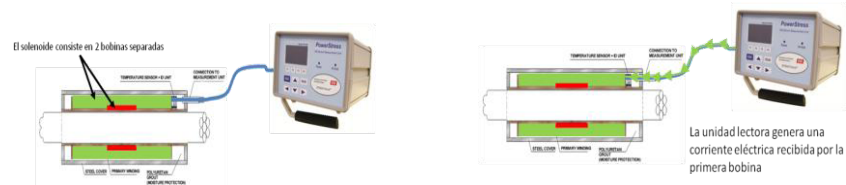


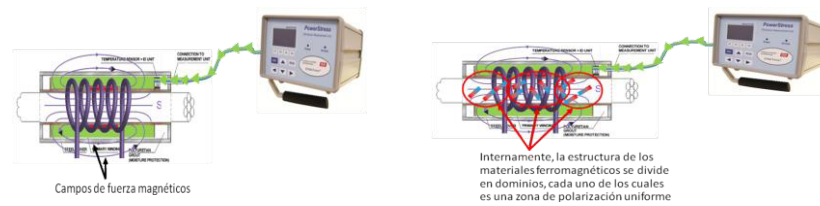
Fig. 7. Representación del sistema completo DYNA[®] Force

4.2 PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO

-A)



-B)



-C)

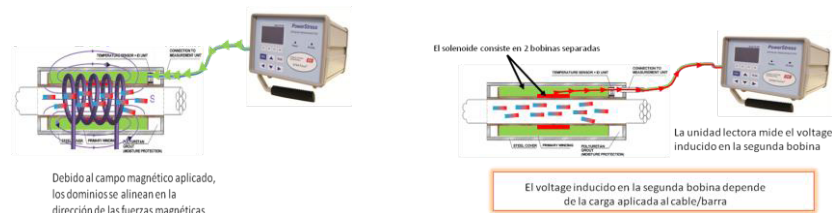
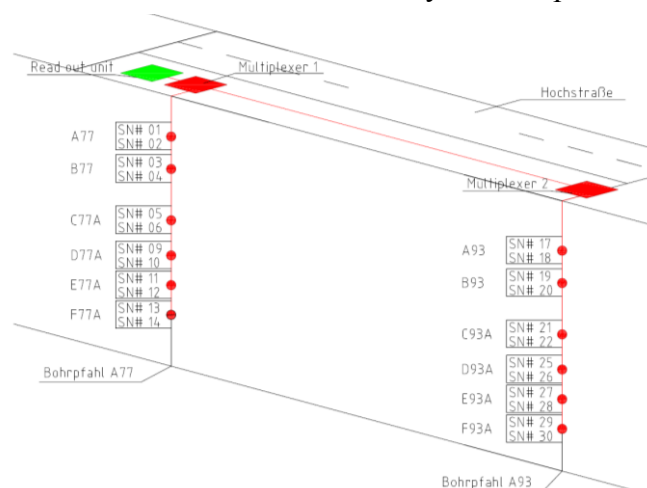


Fig. 8 Secuencia de funcionamiento

4.3 PRODUCCION DE ANCLAJES INCLUYENDO EL SISTEMA DE MONITORIZACION DYNA® Force

Una vez calibrados todos los sensores para cada tipo de cable, se genera un diagrama de cableado en el que cada sensor tiene un número y una disposición específica dentro del diagrama



4.4 PRECISIÓN

Los sensores proporcionan lecturas muy precisas. Se analizaron los datos obtenidos para anclajes al terreno de cable de 0,6" (15,2 mm). Cada uno de los anclajes fue equipado con 3 sensores, así como con una célula de carga hidráulica. El gráfico muestra claramente como las lecturas obtenidas de los sensores son muy similares a los datos proporcionados por el manómetro del gato durante los distintos escalones de carga. Durante el ensayo se comprobó que los sensores eran sensiblemente más precisos que las células de carga en comparación con las cargas aplicadas y leídas en el propio gato.

4.5 MONITORIZACIÓN DE ANCLAJES AL TERRENO EN LA ZONA DE BULBO Y EN LA ZONA LIBRE

El cálculo de la longitud de bulbo en los anclajes al terreno (cable ó barra) es crucial para los ingenieros calculistas, instaladores, contratistas y propiedades. La transferencia de la carga a lo largo de la longitud de bulbo se puede ahora medir si instalamos sensores DYNA® Force a lo largo del bulbo. Varios sensores instalados escalonadamente en el bulbo de un anclaje de investigación, nos darán información de cómo llega la carga a esos puntos, de manera que, si comprobamos que la carga no llega ó no se transmite a partir de zonas distales, tendremos la certeza de que los bulbos de los anclajes definitivos pueden ser perfectamente más cortos que los teóricos calculados sobre el papel.

Los sensores también pueden instalarse en la longitud libre, incluso sobre los cables ó barras envainados, ofreciéndonos información sobre la carga del conjunto del anclaje y sobre el estado de fuerzas en cualquier punto y en cualquier momento presente ó futuro.

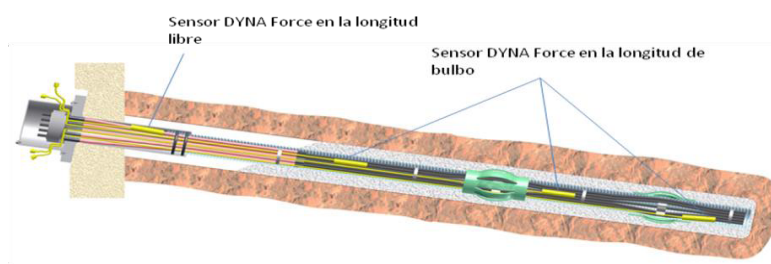


Fig. 9 Sensores DYNA Force® en anclaje de cable

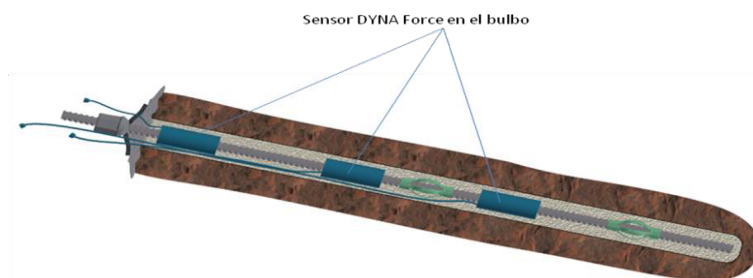


Fig. 10 Sensores DYNA Force® en anclaje de barra

5. CONCLUSIONES

El espíritu de la Norma EN 1537 para el diseño e instalación de anclajes al terreno se enfoca, fundamentalmente a la protección y conservación de un elemento estructural, que, en la mayoría de los casos nos va a proteger de caídas de masas rocosas, movimientos no deseados de muros pantalla, de pilotes ó deslizamientos en taludes de carretera ó ferroviarios.

Es fundamental que, dada la importancia de este elemento, tomemos todas las precauciones en su fabricación e instalación, de manera que podamos garantizar una vida útil del mismo lo suficientemente prolongada para que no pueda tener consecuencias catastróficas.

Una correcta fabricación según normativa y preferentemente en taller, atendiendo especialmente a las necesarias barreras anticorrosivas, que éstas tengan los espesores requeridos, sin daños y bien instalados en las perforaciones, hará que las partes implicadas puedan conciliar el sueño sin ningún tipo de temor.

Por supuesto, un adecuado mantenimiento de las estructuras y sus elementos, la posibilidad de retesar los anclajes y una monitorización moderna y adecuada, posibilitarán, además, prorrogar la vida útil de las estructuras más allá de la fecha programada.

REFERENCIAS

- CEN (Comité Europeo de Normalización), 2013. UNE-EN 1537. Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Anclajes.
- Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras, 2004. Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera.
- ACHE (Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural), Colegio de Caminos, Canales y Puertos, 2005. Recomendaciones para el Proyecto, Construcción y Control de Anclajes al Terreno.
- Ucar, R., 2017. Manual de Anclajes en Ingeniería Civil, 1:47-51.
- Deutsches Institut für Bautechnik DIBt. Approval Office for Construction Products and Construction Methods. Testing Office for Structural Engineering, 2015. Permanent DYWIDAG Anchors (Single Bar Anchors) for Soil and Rock with Steel tendons made of: B500B-GEWI Z-34.11-225.
- Deutsches Institut für Bautechnik DIBt. Approval Office for Construction Products and Construction Methods. Testing Office for Structural Engineering, 2017. DYWIDAG Soil Nailing System Z-20.1-106.
- Deutsches Institut für Bautechnik DIBt. Approval Office for Construction Products and Construction Methods. Testing Office for Structural Engineering, 2009. DYWIDAG STRAND ANCHORS Z-20.1-15

ESTABILIZACIÓN DE LA LADERA DEL MOLINET TRAMO FINAL DEL PASEO MARÍTIMO DE L'ESTARTIT (GIRONA)

Ferran López*, Elisabet Prat†, Marc Janeras† y Pere Buxó†

* Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC)
Àrea de Geotecnia y Prevención de Riesgos Geológicos

† Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC)
Àrea de Geotecnia y Prevención de Riesgos Geológicos

RESUMEN

En la población de l'Estartit los fenómenos de movimientos de masa de carácter catastrófico se han sucedido reiteradamente debido a la presencia de escarpes calcáreos fracturados y una formación superficial que se desliza sobre el sustrato eoceno favorecido por la pendiente y el contenido agua en el subsuelo. El Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya lleva estudiando estos fenómenos des de 1994 asesorando al consistorio en términos de mitigación del riesgo geológico y elaborando el Plan de actuación municipal de riesgos geológicos de l'Estartit (PAMRG). Entre estos trabajos se ha llevado a cabo el proyecto y dirección de la obra de protección del Paseo del Molinet, zona situada al pie de una de las laderas más activas del municipio y afectada por dichos movimientos. La solución adoptada fue basada en el saneo, refuerzo del macizo con anclajes de fibra de vidrio y la contención y protección con muros de hormigón armado. La estabilización se completó con el drenaje profundo de la ladera y el control del agua de escorrentía mediante cunetas, arquetas y canalizaciones.

1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

L'Estartit es una localidad costera situada al noroeste de Cataluña que representa uno de los centros turísticos más destacados de la Costa Brava Gironina, en parte por emplazarse frente a las Islas Medas de gran tradición en los deportes subacuáticos. El paseo del Molinet se emplaza al este de la población, entre los contrafuertes del Mongrí y la línea costera y representa el extremo final del paseo marítimo que recorre gran parte de la población.

En dicha localidad los movimientos de masa (deslizamientos de suelo y desprendimientos de rocas) son conocidos desde los años 60, coincidiendo con el inicio de la urbanización de las laderas de mayor pendiente. No obstante las patologías más severas en la zona urbana se remontan al episodio de otoño de 1987 y de manera recurrente en la primavera de 1991 e invierno de 1994. Los efectos de estos eventos condujeron al derribo del hotel Sant Carles y dos viviendas, dejando en estado precario muchas de las fincas colindantes al movimiento.

En años sucesivos se han vuelto a producir movimientos, uno de los más significativos se produjo en febrero del 2004 donde la reactivación del movimiento en el sector de la calle Les Illes provocó el desalojo parcial de un bloque de viviendas.

En el caso del Molinet, la afectación de los movimientos y el riesgo que implicaba sobre las personas motivó su cierre el año 2001.

Des de 1994 el *Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya* (ICGC) ha seguido el fenómeno, realizando informes técnicos y estudios de las causas del fenómeno, proponiendo las correspondientes medidas correctoras.

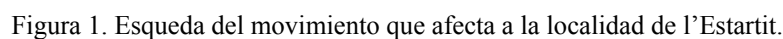
Las primeras medidas correctoras llevadas a cabo se iniciaron en mayo de 1995. La constructora Agroman S.A. inicia las obras de estabilización de la ladera más próxima al casco antiguo de la población. Estas se llevaron a cabo según los requerimientos del proyecto realizado por Geonoc y consistieron en la construcción de pilotes y muros de hormigón armado dispuestos a diferentes niveles de la ladera anclados y cimentados sobre el substrato rocoso. Estas actuaciones no incluyeron el tramo de la vertiente situada sobre el paseo del Molinet que, el 24 de diciembre de 2008 sufrió las investidas de un temporal de levante que socavó el muro de contención del extremo mar del paseo provocando su parcial colapso.

2. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA

Las causas de las inestabilidades están relacionadas con el marco geológico y geomorfológico en el que se emplaza l'Estartit. Morfoestructuralmente se situa en el extremo oriental de los Pirineos, concretamente al pie del macizo del Montgrí, alienación rocosa que de este a oeste separa las comarcas de l'Alt y Baix Empordà. Dicho macizo está constituido por una cuenca sedimentaria de edad mesozoica que se deslizó hacia el sur dando lugar a una estructura de corrimiento que reposa sobre los materiales del paleógeno autóctonos de l'Empordà.

Los materiales mesozoicos están representados por calcáreas grises (unidad CAP) y calcáreas marrones biclásticas (unidad CHB) ambas del cretácico. Los materiales del paleógeno están formados por lutitas y areniscas finas con intercalaciones de niveles de conglomerados de entre 1 a 4 m de potencia de edad eocena (unidad EBv3). En la zona del Molinet también afloran arcillas y yesos con cristales cuarzo de una potencia de hasta 10 m del triásico (unidad Tk). Sobre estos materiales se emplaza una formación superficial cuaternaria (unidad QHpu)

Es el contacto entre el cuaternario y el substrato eoceno poco permeable donde se sitúa la base saturada que actúa como nivel de deslizamiento. La acumulación del agua de infiltración en esta zona genera un aumento de la plasticidad de los materiales y una disminución de los coeficientes de rozamiento y cohesión que conlleva a una reducción de la resistencia al corte en el contacto entre las arcillas del substrato y el coluvial, Figura 1.



A estos movimientos se les suma los desprendimientos generados en los escarpes calcáreos fracturados. Los bloques desprendidos de estos escarpes se incluyen en la formación cuaternaria que pueden ser removilizado durante los deslizamientos.

711



Figura 2. Vista del paseo del Molinet previamente a la actuación.

3. MITIGACIÓN DEL RIESGO

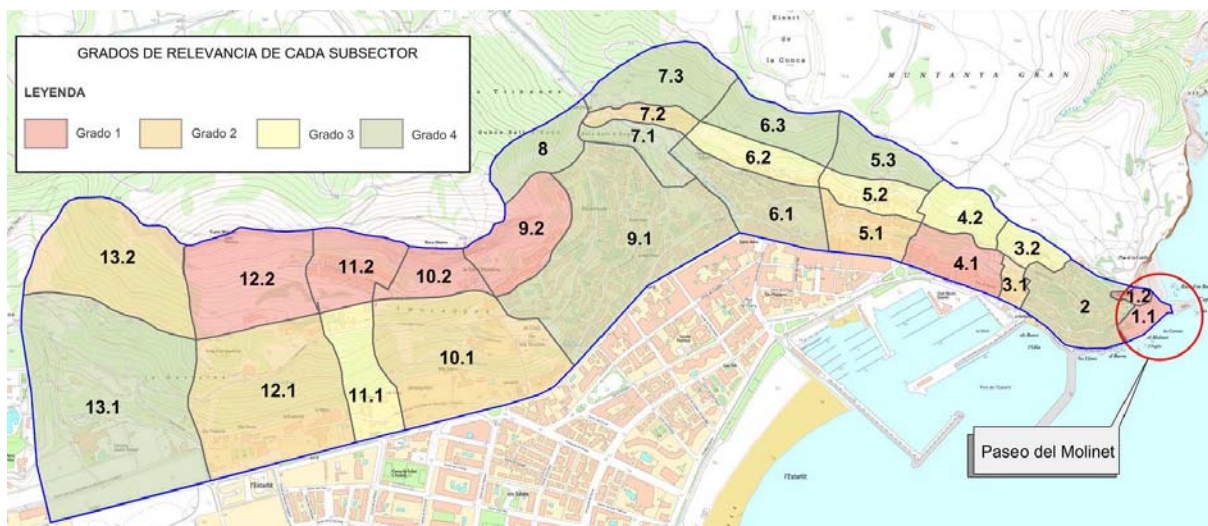
Con el objetivo de afrontar la problemática de movimiento de masa del municipio, el Ayuntamiento de l'Estartit, encargó a l'ICGC, el Plan de Actuación Municipal de Riesgos Geológicos. El Plan define las líneas estratégicas de mitigación y la planificación de las actuaciones de mitigación de los movimientos a seguir, estableciendo un marco de ordenación del territorio en función del riesgo.

Para llevar a cabo el Plan se subdividió el núcleo en 13 sectores y 27 subsectores en los que además del planeamiento urbanístico se consideraron criterios geomorfológicos, las actuaciones de protección existentes y la zonificación de problemática asociada a desprendimientos y deslizamientos de tierras.

Cada subsector quedó descrito en fichas en la que se indica el grado de relevancia en función de la matriz de peligrosidad actual y natural para desprendimientos y deslizamientos y en función de las actuaciones de mitigación realizadas. La intención de dichas fichas es su actualización en función de las actuaciones realizadas o variaciones de la estabilidad del terreno. Se establecieron 4 grados de relevancia en función de la necesidad de realizar proyectos de estabilización o actuación: Grado 1, urgentes, Grado 2, a corto plazo, Grado 3, medio plazo y Grado 4, a largo plazo, Figura 3.

En el caso del Molinet se determinó un grado de relevancia 1 debido a peligrosidad elevada

por desprendimientos y deslizamientos. Por este motivo y el interés del consistorio en reabrir el tramo final del Paseo marítimo, en el 2012 encarga al ICGC la redacción del proyecto constructivo y la dirección de la obra de estabilización de la ladera y protección del paseo, obras que se llevaron a cabo entre los meses de diciembre de 2013 y abril de 2014.




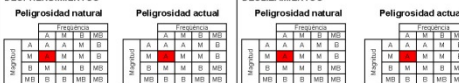
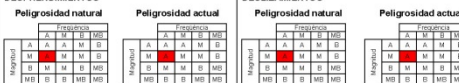
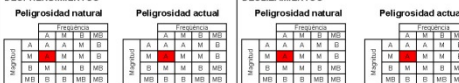
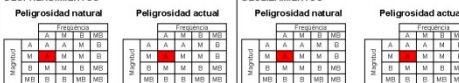
ICGC PLAN DE ACTUACIÓN MUNICIPAL DE RIESGOS GEOLÓGICOS		SECTOR 1		ICGC PLAN DE ACTUACIÓN MUNICIPAL DE RIESGOS GEOLÓGICOS		SECTOR 1		SECTORES	SUBSECTORES	GRADO DE RELEVANCIA		
Catalago de sectores con peligrosidad geológica		Estarit Febrero 2014		Catalago de sectores con peligrosidad geológica		Estarit Febrero 2014						
Subsector 1.1		Subsector 1.1		Subsector 1.1		Subsector 1.1						
SITUACION		LADERA		FIGURA DE PLANEAMIENTO		Descripción de las actuaciones de estabilización o defensa realizadas: En la cabecera del sector se construyó un muro de refuerzo de la calle Cap de la Barra. En el resto del paseo no existen actuaciones.						
Sector: El Molinet		Extensión cartográfica: 0.85 ha		ZV: Zonas verdes								
Cota inferior: 5 m		Área de pared: 348m² (4%)										
Cota superior: 34 m						Descripción del sector: El subsector 1.1 se sitúa en el extremo este de la población, fuera del área ocupada por edificaciones. Los límites lo forman: el Mar Mediterráneo, en el sureste y noreste, la montaña del Molinet con la calle Cap de la Barra en lo alto, en el noroeste y por el último edificio que linda con el paseo del Molinet al sur- oeste. La vertiente se alza unos 80 m, aunque la parte superior corresponde al subsector 1.2 y presenta una orientación principal hacia el sureste, paralela al paseo del Molinet. Los materiales aflorantes al sector son Lutitas y areniscas eocenas (EBv3). Arollas y yesos del Triásico superior (Tk). Calizas marrones del cretáceo (CHB) y Calizas grises del cretáceo (CA). Problemática y antecedentes de movimientos de masa: Este sector presenta una geología y tectónica compleja, que provoca que convivan diferentes materiales de características geodinámicas muy diferenciadas, algunos de ellos de bajas propiedades resistentes. Si a este hecho se le añade la existencia de una morfología en pendiente, un incremento de la presencia de agua y una estructura del macizo descomprometida por la antigua explotación como cantera, el resultado es una elevada actividad a generar dos tipos de movimientos de masa: desprendimientos de rocas y deslizamientos de suelo. Las inestabilidades tipo desprendimientos de bloques están asociadas a las barras de conglomerados, afectados por procesos cársticos superficiales. La evolución natural de este escape y la disposición de las diferentes familias de diaclasas provoca el desprendimiento de bloques que generalmente se acumulan al pie del escape. Los deslizamientos de suelo se desarrollan en las zonas donde el vertiente está formado por una capa de suelo superficial y de alteración del sustrato formado por arollas vesiculosas del Keuper, que son fácilmente alterables a un suelo. Los deslizamientos rotacionales son recientes, aunque son muy superficiales y de pequeña magnitud y afectan a los materiales granulares acumulados al pie del escape (pie de monte), como resultado de la degradación de la vertiente formado por las calizas cretácicas (CHB). En el sector del Molinet han producido varios desprendimientos de bloques con una fuerte afectación en el paseo, por lo que en 2001 fue cerrado al público. En febrero de 2004, después de unas fuertes lluvias, se reactivó el movimiento de ladera de 1994. Finalmente en diciembre de 2008 después de una fuerte levante, el oleaje causó daños en el paseo.						
												
MATRIZ DE RIESGO:												
DESPRENDIMIENTOS		DESPLIZAMIENTOS				Informes: - Estudi geotècnic del Cap de la Barra. TAGSA. Tècnics i assessors en geologia. Febrer 1985 - Els moviments de massa en el vessant nord de l'Estarit (Torreella de Montgrí). Rafael Touris Montua - Servei Geològic de Catalunya. Novembre 1984 - Projecte d'establiment de les taludes rocoses de l'Estarit (Torreella de Montgrí). Araceli Caballero de la Torre, Lluís Subirana Martínez, Ramon Ortí Ortells - PROGEA, S.L. Abril 1995 - Projecte d'establiment de ladera en la zona del Molinet, l'Estarit (Girona). José Ma Rodríguez Ortiz - GEONOC. Estudios Geotécnicos. Juny 1995 - Informe dels desprendiments ocorreguts el dia 14/02/96 a la muntanya de l'Estarit, a la zona del Passeig del Molinet. Vicenç Fernández Montero - Policia Municipal Torreella de Montgrí. Febrer 1996 - Nota sobre els moviments de massa a la muntanya de l'Estarit i les actuacions realitzades. Rafael Touris Montua - Servei Geològic Catalunya. Març 1996 - Nota tècnica de la visita realitzada al passeig del Molinet de l'Estarit, Torreella de Montgrí (Girona). Jordi Ripoll García, Pere Martínez Figueras - Institut Geològic de Catalunya. Abril 2009 - Estudi d'alternatives d'establiment del vessant del Molinet de l'Estarit, tram final del Passeig Marítim. Ferran López, Elisabet Prat - GEOCAT. Juliol 2009 - Establiment del vessant del Molinet de l'Estarit Ambit: Tram final del Passeig Marítim. Ferran López Pacheco - GEOCAT. Abril 2010 - Estudi de perillositat i alternatives de protecció per caigudes de roca a la Muntanya de l'Estarit i Roca Maura. Elisabet Prat Font, Dario Pérez Sánchez, Pere Buxó Pagès - GEOCAT. Desembre 2012.						
Peligrosidad natural		Peligrosidad actual		Peligrosidad natural							Peligrosidad actual	
												
PRIORIDAD:												
		Vigilancia		Actuaciones								
2		ALTA		URGENTES								
3		MEDIA		A CORTO PLAZO								
4		BAJA		A MEDIO PLAZO								
		MUY BAJA		A LARGO PLAZO								

Figura 3. Subsectores y grado de relevancia y ejemplo de ficha descriptiva del subsector del Molinet.

4. MEDIDAS CORRECTORAS DEL PASEO DEL MOLINET

El proyecto de estabilización afectó a un área de 20.000 m² de la ladera del Molinet y conllevó previamente un reconocimiento geotécnico mediante estaciones geomecánicas, calicatas y sondeos sobre la ladera y en la propia zona del paseo. La caracterización se completó mediante ensayos de laboratorio de identificación y resistencia.

Se analizaron separadamente los fenómenos de desprendimientos de rocas y de deslizamientos. En el caso de los deslizamientos, se analizó retrospectivamente las causas mediante modelización numérica con elementos finitos usando el programa Midas GTS (Geotechnical and Tunnel Analysis System), trabajando en 2D, deformación plana y utilizando el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.

Se estudiaron 3 perfiles representativos y transversales al paseo llevando a cabo un análisis de sensibilidad de los parámetros geotécnicos, calculando el factor de seguridad bajo variaciones de la cohesión, ángulo de fricción y saturación del terreno. Los resultados permitieron comprobar que la zona de recubrimiento coluvial era inestable bajo condiciones de saturación de la ladera con FS=0.9. La tipología de rotura era de tipo translacional con tendencia a rotacional en cabecera con una superficie de rotura situada en el contacto entre el coluvial y el substrato eoceno.

El estudio de los desprendimientos se centró en la simulación y previsión de la intensidad de impacto de roca mediante métodos numéricos sobre un determinado punto en términos de energía cinética. Previamente se llevó a cabo un análisis volumétrico de bloques desprendidos sobre la ladera al pie de los escarpes rocosos y a nivel del paseo. Se clasificaron los bloques según tres categorías en función de su masa: inferior a 10 kg, entre 10-500 kg y superior a 500 kg. La distribución de estas masas proporcionó los valores de masas más frecuentes de cada categoría que se utilizó en la calibración de los modelos de desprendimientos.

La simulación numérica de caída de rocas se realizó mediante dos modelos numéricos en 3D y 2D. En el modelo 3D se ha utilizado el software ROTOMAP, desarrollado por la casa Geo & Soft, y permitió tener una idea de la distribución de las trayectorias en planta y de esta manera observar los recorridos preferentes. En el modelo 2D, se utilizó el software Rocfall, de la casa Rocscience y permitió obtener una distribución estadística de energías y alturas en determinados puntos así como simular el efecto de las protecciones contra caídas de rocas previstas.

La solución constructiva tenía que integrarse en el contexto natural (el Molinet se sitúa junto Parque Natural del Montgrí y las Illes Medes) y paisajístico del entorno, en parte por ser muy visible desde el mar como por servir de mirador de las Illes Medes. Además no debían de sobrepasar el deslinde marítimo-terrestre y tenían que asegurar durabilidad en un ambiente extremadamente corrosivo como es el marino.

Debido a que la solución tenía que asegurar la estabilización del coluvial y proteger el paseo de los desprendimientos procedentes de los escarpes calcáreos superiores como de los posibles bloques caídos sobre la ladera y que podrían re-movilizarse, se optó por una solución de mitigación del riesgo mixta: Contra los desprendimientos se optó por medidas activas consistentes en purga y saneo manual de la ladera mediante palanca de pata de cabra y gato hidráulico y fragmentación con cemento expansivo de los bloques de mayor tamaño. Los bloques y lajas que no pudieron ser purgados o que se decidió no purgar para no debilitar el macizo se estabilizaron mediante anclajes de fibra de vidrio de 25 mm de diámetro y 6 m de longitud.

Para la estabilización del coluvial se optó por el control de las aguas de escorrentía y en profundidad. El objetivo del control superficial es disminuir la erosión y la infiltración del agua en el terreno. Esta se realizó mediante 112 ml de cunetas de sección en V de 1 m de anchura y 0.3 m de altura que desembocaban en arquetas conectadas a colectores de tubo de polietileno de alta densidad de 0.6 m de diámetro. El drenaje profundo tiene como objetivo reducir la presión intersticial mediante el rebaje de la saturación del terreno en los 2 m primeros de coluvial. Este se realizó mediante zanjas drenantes en forma de espina de pez consistentes en un colector central de 36 m de longitud y 30 cm de diámetro en el cual intercepta a ambos extremos tuberías drenantes. Dichas tuberías constituidas de polietileno de alta densidad, ranuradas a 360° y protegidos con sistemas de ojo de puente. Las zanjas se forraron con geotextil y rellenaron con árido procedentes de trituración de cantera de diámetro inferior a 76 mm, Figura 5, Figura 4.

La solución de protección del paseo se completó con la construcción de dos muros situados al pie de la ladera, de hormigón armado y sección en L con una clava en la parte posterior del talón. Para adaptarlos al entorno del Paseo y mejorar su integración estética, ambos muros se diseñaron con trazado y alzado variable y curvo y se pintaron con sulfato de hierro y pintura anti-grafitis.

Los muros debían proteger la totalidad del recorrido del Paseo y permitir el acceso a la maquinaria de mantenimiento. Por este motivo se optó por longitudes de 68.72 m (Muro 1) y 62.23 m (Muro 2) con un solape entre ellos de 7.12 m y un desplazamiento entre sí 5 m.

La finalidad del Muro 1 es la contención de los movimientos de masa tipo deslizamientos de suelo que se generan en el sí del coluvial del tramo central de la ladera. Por ese motivo su trasdós se adosó al pie de la ladera y fue rellenando con material seleccionado de aportación dejando un resguardo de 0.5 m de altura de muro superior sin rellenar. La cara del trasdós se revistió con betún impermeable y lámina de geocompuesto drenante el cual terminaría al pie del muro con una tubería de drenaje conectada a una arqueta de desagüe.

El objetivo del segundo muro (Muro 2) es la defensa pasiva del paseo contra desprendimientos. En este caso parte del trasdós se protegió con un dique de tierras para disminuir la energía de impacto de los bloques desprendidos contra la estructura.

Para el dimensionamiento del Muro 2 se consideraron las volumetrías y velocidades incidentes contra el muro resultados de los modelos numéricos de caída de rocas.

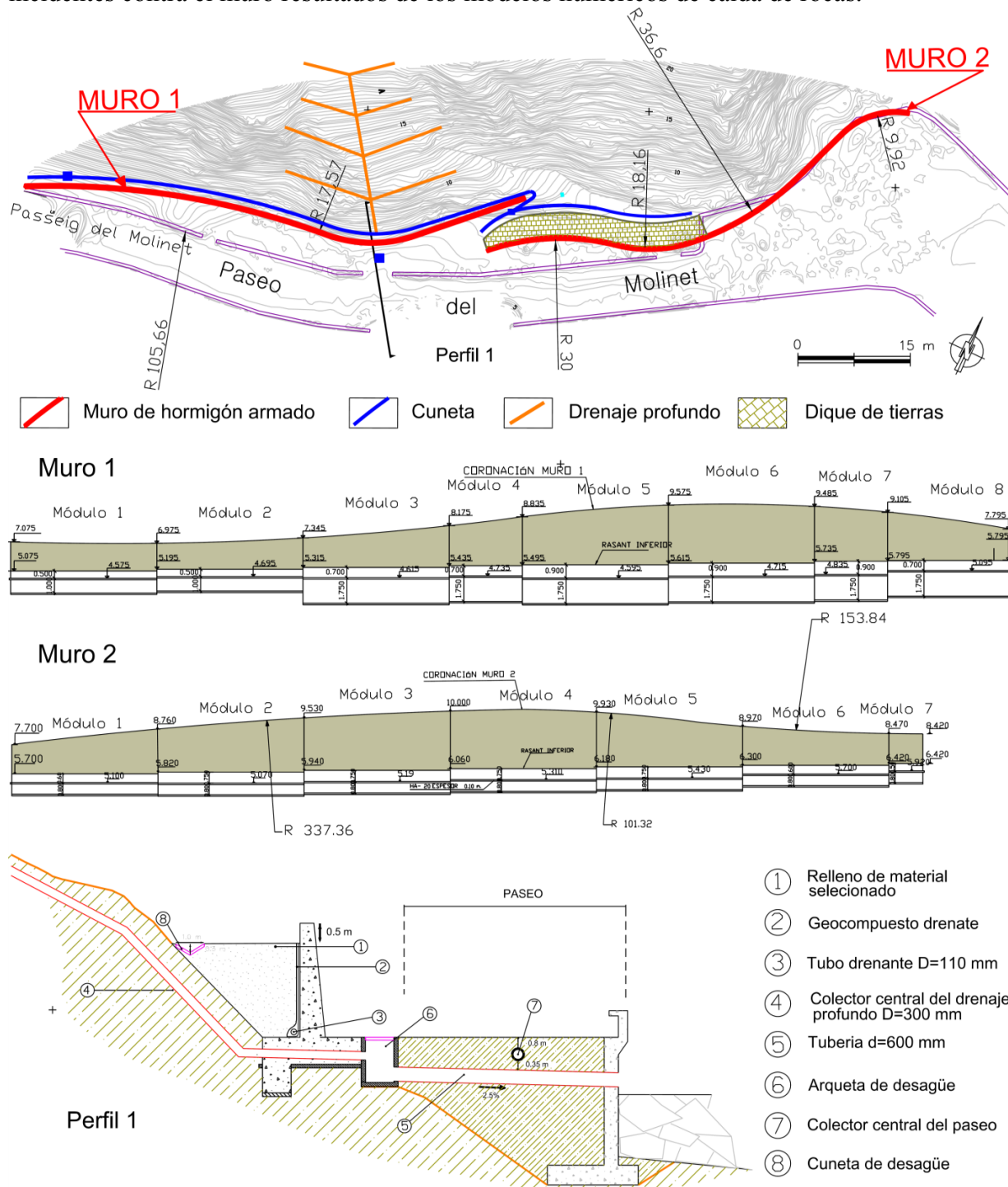


Figura 4. Esquema en planta de las actuaciones, alzado de los muros y una sección donde se detallan el sistema de evacuación de las aguas de escorrentía y profunda.



Figura 5. Ejecución del drenaje profundo, vista de las arquetas intermedias y esquema de la instalación.

Para el cálculo de la acción de un desprendimiento contra el muro y el efecto amortiguador del paquete de tierras adosado al mismo se adaptó el procedimiento del cálculo que para galerías poticadas establece la directiva "Actions de chutes de pierres sur les galeries de protection" (ASTRA 12006, versión V2.03 de 2008, Office federal des Routes OFROU).

5. PLAN DE OBRA

Las obras se iniciaron en diciembre de 2013 y tuvieron una duración de 4 meses y un presupuesto PEC (sin IVA) de 285.681 €. La constructora adjudicataria fue el Grupo - Tragsa S.A. y la coordinación de seguridad y salud fue tarea de la empresa Redcivil.

Tras los trabajos de purga y saneo de bloques se estabilizó el refuerzo del macizo con anclajes. Las perforaciones se realizaron mediante carro de perforación y las inyecciones utilizando bomba de lechada. Se ejecutaron 3 ensayos destructivos de los anclajes a tracción mediante carga progresiva utilizando gato hidráulico. Los resultados de los ensayos determinaron que se producía el deslizamiento de la tuerca del anclaje antes de llegar a la carga de rotura de cálculo de la barra, Figura 6. Por ese motivo se optó por añadir una segunda tuerca a cada anclaje.

Posteriormente se inició la excavación de los cimientos y el rebaje de la ladera para encajar el Muro 1. La excavación del tramo más inestable se realizó posteriormente al drenaje profundo y fue llevado a cabo por bataches para no desestabilizar la ladera. Los trabajos de armado, encofrado y hormigonado del muro se solaparon con la excavación del Muro 2. Este se distanció de la ladera con la finalidad de aumentar la distancia de frenada de los bloques y para permitir la construcción del dique de tierras en su trasdós.

El dique de tierras de 34 m de longitud y 3,5 m de altura se construyó de forma triangular con una base de 3 m y una cabecera de 0.5 m. Se construyó según el procedimiento de muro verde, por tramos de 0.5 m de altura envueltos en geomalla unidireccional fijada al trasdós del muro mediante anclajes M16 acabados en cáncamos por donde pasa un cable de acero de 10 mm de diámetro revestido de zinc-aluminio. Los tramos iban rellenos con material seleccionado compactado al 95 PN en el extremo del paramento del muro y con material granular de diámetro entre 20-40 mm en el extremo exterior para aumentar la absorción de los impactos, Figura 7.

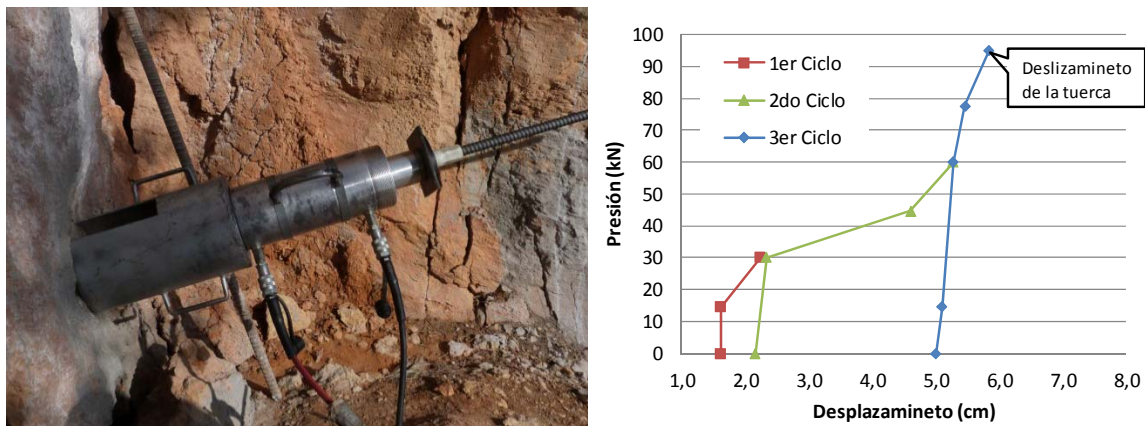


Figura 6. Ensayo de un de los anclajes y grafica resultante.

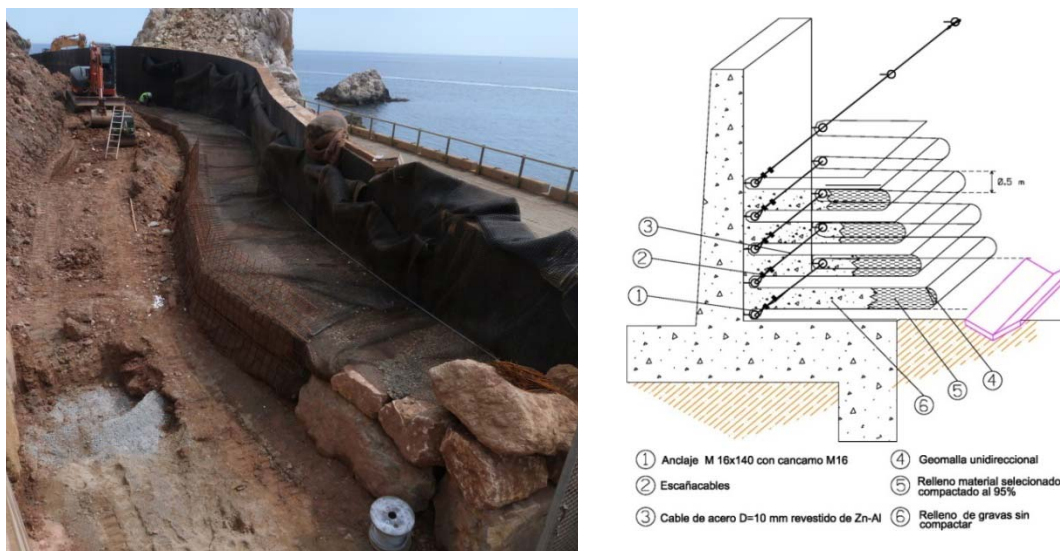


Figura 7. Esquema y proceso de ejecución del dique de tierras.

La presencia de abertura situada en la parte alta del escarpe calcáreo y alejada del frente propio de estabilización motivo la instalación de un fisurímetro de hilo con lectura de gran limbo que permitía el control a distancia y con una precisión de 0.1 mm de los movimientos, Figura 9.

Durante los trabajos no se detectaron movimientos de dicha obertura no obstante el fisurímetro ha quedado permanentemente instalado para un control periódico.

Finalmente se adecuó el paseo mediante el refuerzo de la escullera que protege el muro mar, la instalación de barandillas y la formación de un pavimento granular. Estas actuaciones constituían elementos de carácter provisional con la finalidad de reabrir el Paseo al público hasta que se llevaran a cabo las obras de urbanización del propio Paseo y refuerzo definitivo de la escullera mar.

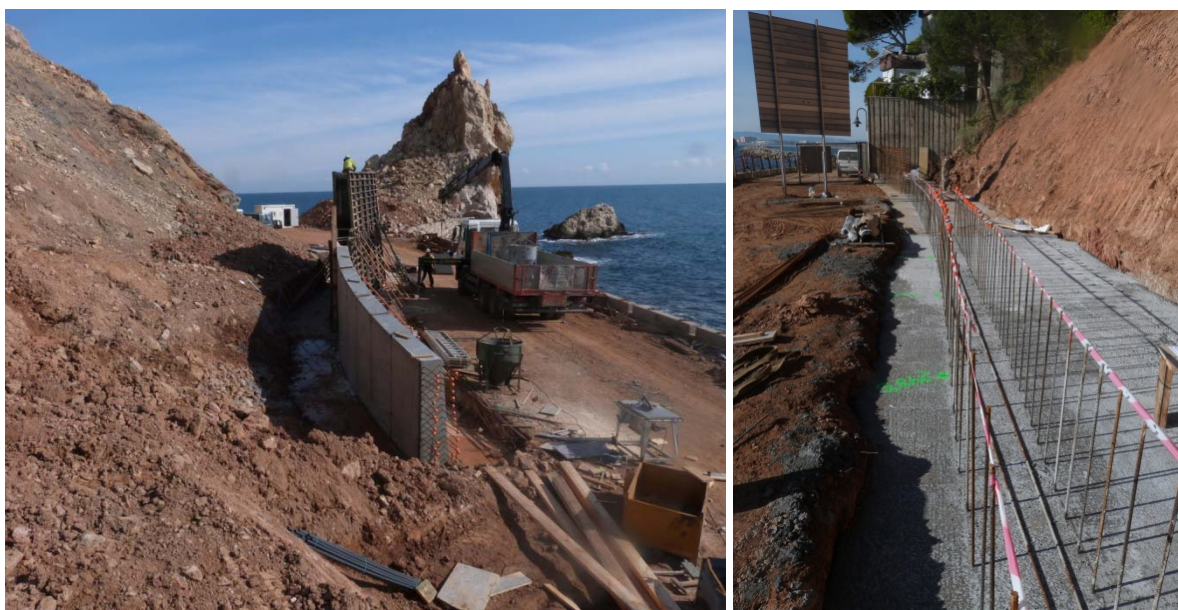


Figura 8. Proceso de ejecución del alzado del muro 2 y zapata del muro 1 ejecutada.



Figura 9. Fisurímetro de hilo instalado en la parte superior del escarpe calcáreo. El limbo de 18 cm de diámetro permite realizar las lecturas visualmente hasta una distancia de 50 m.



Figura 10. Vista actual del paseo con las actuaciones de protección y urbanización ejecutadas.

12. CONCLUSIONES

Para la estabilización y protección del paseo del Molinet contra los deslizamientos y desprendimientos de roca se optó por la construcción de dos muros de hormigón, el control de las aguas profundas y de escorrentía y la purga y estabilización mediante anclajes de fibra de vidrio. Estas actuaciones, a diferencia de procedimientos basados en la utilización de mallas de cable o barras metálicas de protección, permiten asegurar durabilidad en un ambiente extremadamente corrosivo como es el marino y una óptima integración en el contexto natural y paisajístico del Paseo. En este sentido, el rebaje del nivel freático en el coluvial mediante el drenaje profundo en espina de pez se muestra muy eficaz para estabilizar deslizamientos en este tipo de material con un impacto paisajístico mínimo.

La utilización de anclajes de fibra de vidrio requiere asegurar solicitaciones a tracción y que no se produzcan translaciones de la tuerca de fijación de la placa de reparto. En este caso la utilización de doble tuercas puede ser una solución para aumentar la fijación barra/tuerca.

REFERENCIAS

- López, F., Prat, E., Ripoll, J., 2009. *Estudi d'alternatives d'estabilització del vessant del Molinet de l'Estartit, tram final del Passeig Marítim*. ICGC, AP-100/09.
- ASTRA 12006, versión V2.03 de 2008, Office federal des Routes OFROU. *Actions de chutes de pierres sur les galeries de protection*.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES APLICANDO LA TÉCNICA DE “SOIL NAILING” EN SUELOS DE LA CIUDAD DE QUITO - ECUADOR

Vicente CAPA*, Pedro CALDERÓN*, Francisco Javier TORRIJO† e Ignacio PAYÁ*

* Departamento de Ingeniería de la Construcción
Universidad Politécnica de Valencia

† Departamento de Ingeniería del Terreno
Universidad Politécnica de Valencia

RESUMEN

En la ciudad de Quito (Ecuador) caracterizada por sus suelos volcánicos, es de uso frecuente la construcción de pantallas de concreto con anclajes pasivos al terreno cuando se trata de estabilizar cortes de suelo inclinados o verticales como es el caso de sótanos de varios niveles para aparcamiento vehicular en edificios modernos, cuya altura puede llegar a 20 metros. Sin embargo, esta técnica conocida como “soil nailing” se ha convertido en el medio ecuatoriano una situación con aplicación empírica fundamentada en construcciones similares que posiblemente fueron “exitosas” y se ha descuidado el enfoque numérico y el estudio del comportamiento real de este tipo de anclajes pasivos cuyo componente principal es una barra de acero o bulón. En este estudio se realiza una caracterización geotécnica de los suelos de la zona norte de Quito para luego efectuar una comparación de su modelación numérica a través de Plaxis 2D (elementos finitos) y Slide (equilibrio límite) y bajo condiciones estáticas y sísmicas.

1. INTRODUCCIÓN

La técnica de “*Soil Nailing*” es un proceso de reforzamiento del terreno a medida que se excava, para soportar cortes en excavaciones de suelos, mediante la instalación de anclajes pasivos al terreno que trabajan principalmente en tracción y de manera secundaria a corte, especialmente durante las fases constructivas.

En la capital ecuatoriana, el proceso constructivo ejecutado en excavaciones parciales por niveles desde el perfil natural del terreno hasta el sótano más bajo, ha traído consigo la aplicación de la técnica de “*Soil Nailing*” como mejora del terreno en cada fase de excavación (altura promedio 3 m) o constructiva (ver Figuras 1 y 2).



Figura 1. Proceso constructivo de “*soil nail walls*” en la ciudad de Quito



Figura 2. Fases constructivas de “*soil nail walls*” para sótanos para aparcamiento vehicular

Por tanto, en este estudio se ha realizado la caracterización geotécnica de la zona de un proyecto real que actualmente se encuentra en construcción en la ciudad de Quito, con muestras recuperadas y transportadas cuidadosamente al Laboratorio de Ingeniería del Terreno de la Universidad Politécnica de Valencia (España). Aquí se efectuaron múltiples ensayos de Compresión Triaxial CU (con medida de presiones intersticiales) y CD (con medida de cambios de volumen), edómetros, ensayos de identificación, microscopía electrónica y difracción de rayos X. Todo esto ha llevado a realizar una modelación numérica en *Plaxis 2D* y *Slide* del comportamiento de una estructura tipo “*soil nail wall*” de 5 niveles de sótanos, para en el futuro realizar una fase de monitoreo mediante bandas extensométricas instaladas en las barras de acero o bulones y la consecuente obtención de parámetros reales de “*strain*” y ajustar los modelos numéricos preliminares.

2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Según los sondeos geotécnicos y ensayos de laboratorio realizados se han detectado limos de baja y alta plasticidad ($LL=25-55\%$ e $IP=5-25\%$, clasificaciones SUCS: ML y MH), con cuantía media en arena del 10-40%. Además se han encontrado arenas con cuantía media de finos del 20-40% (clasificación SUCS: SM).

En tanto que el análisis de difracción de rayos X nos determina la siguiente composición en función de la profundidad:

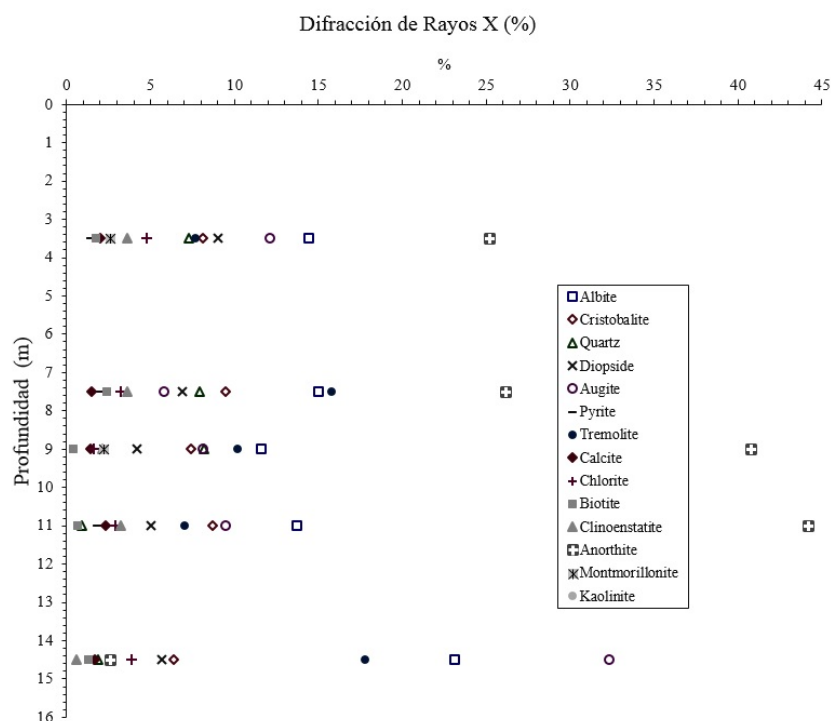


Figura 3. Difracción de rayos X en suelos de la ciudad de Quito

3. MODELACIÓN NUMÉRICA

Para el efecto se ha considerado una pantalla tipo de 5 sótanos del Edificio Zaigen, ubicado en calle Japón, en la zona centro norte de la ciudad de Quito. Entonces, en primera instancia la estructura de “soil nail wall” es analizada a través de *Plaxis 2D* con elementos finitos triangulares de 15 nudos y aplicando los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb y Hardening Soil.

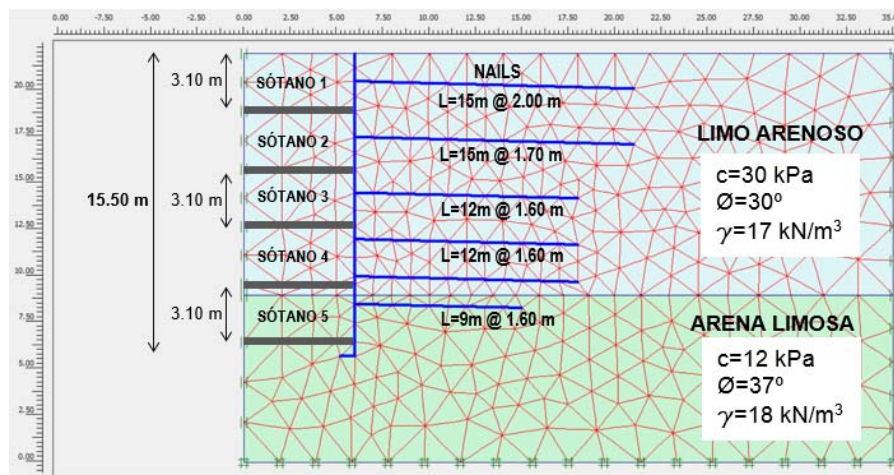


Figura 4. Simulación de “soil nail wall” mediante *Plaxis 2D*

Y luego la misma estructura es modelada con *Slide* aplicando el método de Bishop simplificado.

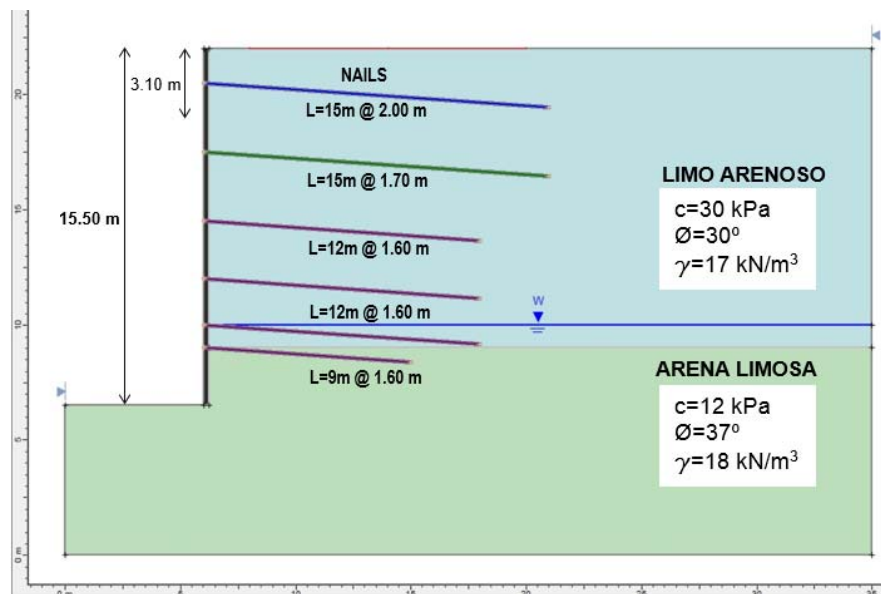


Figura 5. Simulación de “soil nail wall” mediante *Slide*

Cada excavación para un nivel de sótano equivale a una nueva fase constructiva. Las Figuras 4 y 5 indican las simulaciones de la estructura planteada, mostrando los parámetros geotécnicos básicos del terreno.

En el análisis de la pantalla de concreto reforzado a través de *Plaxis 2D* se ha utilizado el elemento “*Plate*”, considerando los parámetros EI y EA de acuerdo a las características de los materiales de la misma. Mientras que para la simulación de los anclajes al terreno (*soil nailing*) se empleó el elemento “*Plate*”.

En la estimación de la rigidez axial (EA) y de la rigidez a flexión (EI) de los anclajes, se ha considerado un módulo de elasticidad equivalente, tomando en cuenta el aporte de la barra de acero y del “*grout*”.

$$E_{eq} = \frac{(A_b \cdot E_b) + (A_g \cdot E_g)}{A} \quad (1)$$

Donde:

E_{eq} = Módulo de elasticidad equivalente del anclaje

A = Área o sección transversal del anclaje

$A = \pi D^2/4$

D = Diámetro de la perforación

A_b = Área de la barra de acero

A_g = Área de la sección de *grout*: $A_g = A - A_b$

E_b = Módulo de elasticidad de la barra de acero

E_g = Módulo de elasticidad del *grout*

Al tratarse de modelos en 2 dimensiones, los valores de EI y EA se dividirán para la separación horizontal entre anclajes S_h , y estos valores serán ingresados en la ventana respectiva de *Plaxis 2D*.

Rigidez a flexión del anclaje:

$$EI \text{ (KN/m}^2\text{/m)} = \frac{E_{eq}}{S_h} \left[\frac{\pi D^4}{64} \right] \quad (2)$$

Rigidez axial del anclaje:

$$EA \text{ (KN/m)} = \frac{E_{eq}}{S_h} \left[\frac{\pi D^4}{4} \right] \quad (3)$$

En tanto, que para el análisis en *Slide* se han considerado las opciones directas para simular “soil nailing”.

Dado que el Ecuador se encuentra en una zona de elevado riesgo sísmico y pese a que se tratan de “soil nail walls” con anclajes temporales se ha incluido en este caso un análisis sísmico con enfoque pseudoestático, con la finalidad de considerar un factor de seguridad adicional durante el proceso constructivo que puede tardar entre 4 y 6 meses y ante la eventual advertencia generada por los múltiples y periódicos movimientos sísmicos que ha sufrido este país desde el año 2016.

Según la Norma de la Construcción Ecuatoriana NEC-2015, se ubica a la ciudad de Quito dentro de una sísmica V, con un valor de $Z=0.40$. Entonces en el presente análisis sísmico se han incluido valores de aceleración horizontal $a_h=0.20g$ y aceleración vertical $a_v=0.10g$.

4. RESULTADOS OBTENIDOS

Luego de los análisis respectivos se tienen los siguientes factores de seguridad globales, cuando se ha terminado la quinta fase constructiva de la pantalla anclada, es decir cuando se tiene el muro con su máxima altura, en lo posterior se irán construyendo los forjados y los mismos se convertirán en puntales y por tanto se irá reduciendo gradualmente la altura de la pantalla. Entonces para el caso más crítico se obtienen los valores reflejados en la Tabla 1.

Factor de Seguridad	Análisis con Plaxis 2D		Análisis con Slide
	Mohr-Coulomb	Hardening Soil	Bishop Simplificado
Modelo			
FS estático	1.66	1.65	1.74
FS sísmico	1.18	1.17	1.45

Tabla 1. Factores de seguridad obtenidos de análisis con *Plaxis 2D* y *Slide*

5. MONITOREO DE FASES CONSTRUCTIVAS

Para obtener información real del comportamiento de este tipo de estructuras, durante el proceso constructivo de esta pantalla anclada se ha planificado una campaña de monitoreo de sus fases constructivas con ayuda de *strain gauges* adheridos adecuadamente a las barras de acero de los anclajes de seleccionadas filas, y con ayuda de equipos electrónicos de adquisición de datos obtener valores periódicos de “strain” para estimar en obra los esfuerzos de tensión en los anclajes (ver Figura 6).



Figura 6. Instalación de *strain gauges* en barras de anclaje y lectura periódica de *strain*

Según la modelación numérica con *Plaxis 2D* se tiene una tensión máxima en anclajes de 30 toneladas a diferencia de los valores obtenidos de la fase preliminar del monitoreo inferiores entre un 35 % y 40%.#

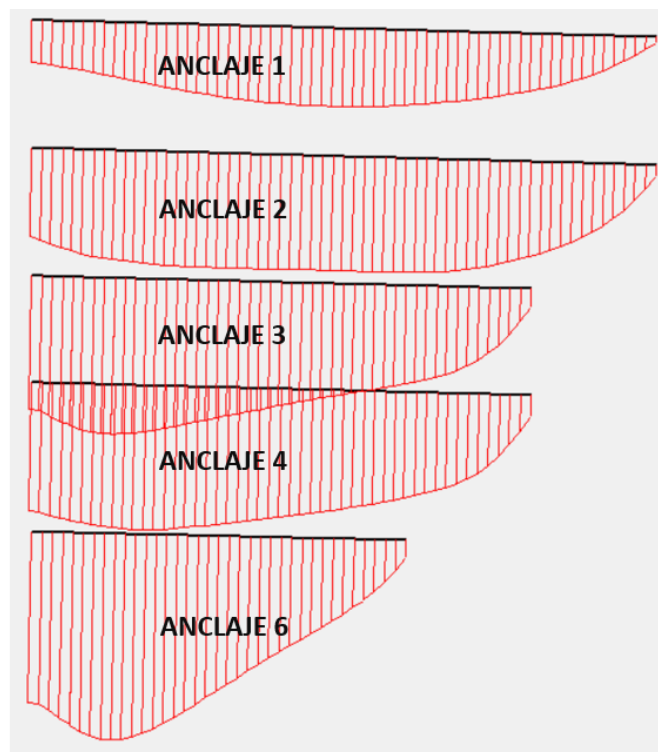


Figura 7. Diagrama de esfuerzos de tensión en anclajes, obtenido con *Plaxis 2D*

6. CONCLUSIONES

- Los factores de seguridad estático y sísmico obtenidos a través de métodos de equilibrio límite resultan superiores a los obtenidos a través de elementos finitos.
- Los métodos de equilibrio límite no resultan ser los más adecuados para simular el comportamiento numérico de una estructura de *soil nailing*.
- Los factores de seguridad obtenidos con Plaxis 2D y con los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb y Hardening Soil resultan similares en ambos casos.
- El modelo constitutivo de Mohr-Coulomb al considerar un solo módulo de elasticidad del suelo para la carga y la descarga, durante una excavación estima valores de ascensión del suelo muy grandes en el fondo de la misma. Esto no sucede con el modelo constitutivo de Hardening Soil, ya que incluye un módulo de rigidez de descarga-recarga E_{ur} que permite representar el comportamiento del suelo en condiciones de carga y descarga.

REFERENCIAS

- Capa V., Calderón P., Torrijo F.J., Payá I., 2016. Aplicación del modelo de Hardening Soil en el estudio numérico de muros anclados (soil nail walls) en suelos de la ciudad de Quito (Ecuador). XXIII Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Santa Fé, pp. 268-283.
- Capa V., Calderón P., Torrijo F.J., Payá I., 2016. Estudio numérico y experimental de un muro anclado temporal (soil nail wall) en suelos de la ciudad de Quito-Ecuador. 10mo. Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica, La Coruña, pp. 821-827.
- FHWA, 2015. Soil Nail Walls, Reference Manual, NHI Reference Course No. 132085.
- Holman T., Tuozzolo T., 2009. Load Development in Soil Nails from a Strain-Guage Instrumented Wall, Contemporary Topics in Ground Modification, Problems Soils and Geo-Support, pp. 25-32.
- Pratap V., Babu S., 2010. 2D Numerical Simulations of Soil Nail Walls. Geotech Geol Eng., Springer.

UTILIZACIÓN DE GEOCOMPUESTOS EN LA ESTABILIZACIÓN DEL DESLIZAMIENTO DE SEBRANGO. CANTABRIA

F. GONZÁLEZ, J. LASO.

Departamento Técnico de INSOSTAL, SL
Departamento Técnico de INSOSTAL, SL

RESUMEN

El presente trabajo trata sobre las posibilidades, no solo técnicas y/o mecánicas en el uso de los nuevos materiales sintéticos en la minimización y/o prevención de eventos naturales, sino, lo que es muy importante en los tiempos presentes, la minimización de la logística, sencillez, efectividad y, sobre todo, de costes de ejecución y la relación costes/efectividad.



Figura 1: Cuerpo del Deslizamiento

1.INTRODUCCIÓN

En la primera quincena del mes de junio de 2013 se produce, al N/NO de la localidad de Sebrango, en el límite SE de los Picos de Europa un gran movimiento en masa de tierras, o deslizamiento. El enorme deslizamiento, en un primer momento, se temió, afectase a los enclaves del propio Sebrango, el más cercano en el límite SE del movimiento, y a los lugares de Los Llanos, situado a unos 131° al SE de la primera. Ambos pertenecientes al municipio de Camaleño, en Cantabria.

El cuerpo del deslizamiento posee una anchura media de entre los 150 y 200m con una longitud de 1.060m de los que 630m, aproximadamente, corresponden a la lengua de la cabecera hasta Sebrango y el resto, unos 180m en dirección por “La Argayada” a la CA-887 que discurre hacia Mogrovejo. Posee dos componentes claras de dirección una en dirección a “La Argayada”, la predominante, y otra en la dirección del movimiento hacia Sebrango y Los Llanos. Esta última se detiene contra el sustrato en que se “apoya” Sebrango.

2. ANTECEDENTES

Los terrenos son tan antiguos que el movimiento se denomina “paleodeslizamiento”, dándose, además la circunstancia de que es un deslizamiento en estado latente a lo largo de muchos años que, debido a varias causas tanto de la propia geología y geomorfología de la zona, como por causas externas, en este caso las lluvias excesivas durante meses antes, se desencadena, el movimiento incontrolado de esta gran masa de tierras.

En el año 2.005 ya se reactivó el mismo paleodeslizamiento, generando un gran movimiento en forma de derrubios en la parte superior en forma de conos torrenciales y depósitos de ladera formados por grandes bloques rocosos, mezclas de gravas de todos los tamaños, arenas, arcillas y lodos lo cual pudo dar lugar a un nuevo acuífero libre.

Estos antecedentes además de las importantes cantidades y constancia de las lluvias provocan el día 14 de junio de 2.013 un gran deslizamiento complejo formado por dos tipologías bien diferenciadas:

- Deslizamiento en la parte superior y
- Flujos en la parte inferior.

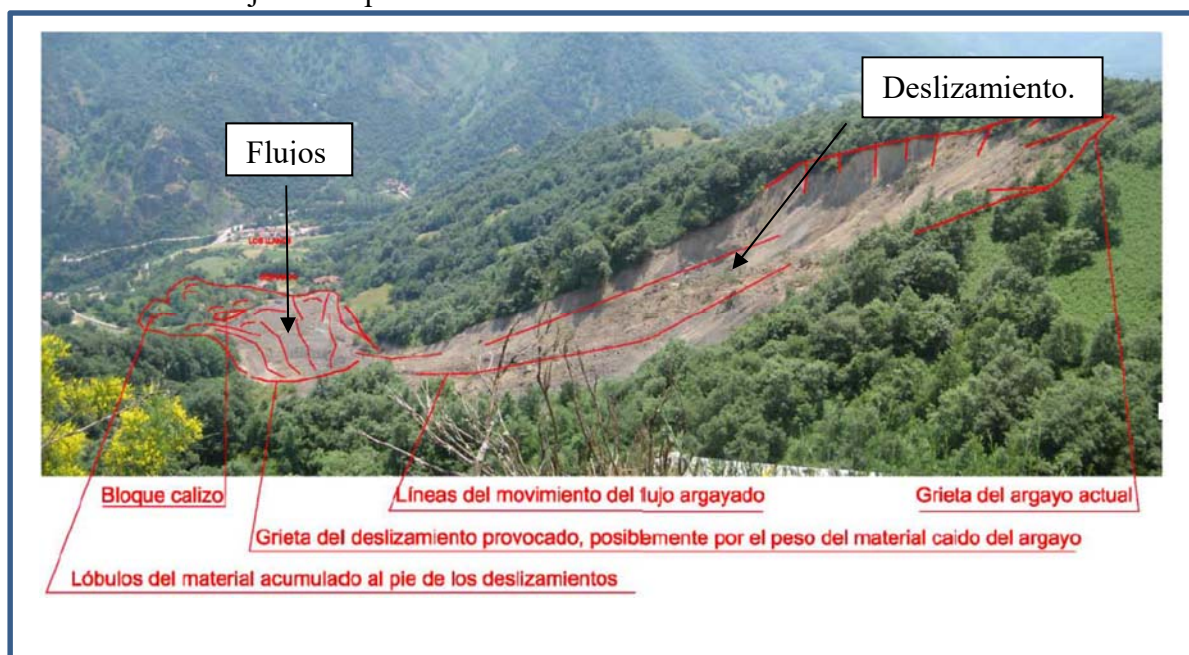


Figura 2: Imagen de los elementos del deslizamiento. TRIAX. Nota Técnica de Julio de 2.013

Las laderas en la parte NO de la localidad afectada más directamente, Sebrango, poseen una pendiente sensiblemente superior a la media que la circundan siendo, en la cabecera, incluso muy superiores a la media de la ladera.

3. OBJETO

Dado que una de las razones, principales del movimiento que se ha generado es la importante captación de agua por los terrenos, tanto superficiales como las más profundas hasta los terrenos de características impermeables, el objeto de la metodología que se describe en este trabajo es la eliminación o minimización de la recepción de aguas en profundidad de los terrenos que han quedado acumulados en la ladera.



Figura 3: Evacuación inicial de acuíferos liberados

4. DESCRIPCION DEL AREA.

En la imagen siguiente se reflejan los acuíferos a los que vierten las aguas derivadas del área de estudio. Estos corresponden, al SW se encuentra el cauce natural de los Llanos, hasta el evento apenas tenía caudal de agua, al N de este que desemboca en la carretera CA-185 el denominado Cauce natural Restaurante Los Molinos y, más al N de éste se encuentra el conocido como Cauce natural Nave Ganadera El Boquerón. Este atraviesa por debajo de la carretera CA-887 que va a Mogrovejo



Figura 4: Ortofoto de los acuíferos a los que vierte el área de estudio. Gobierno de Cantabria

Antes del deslizamiento estos cauces naturales apenas llevaban caudales de agua ya que, previsiblemente por las condiciones de los terrenos del deslizamiento y su estado en continuo movimiento favorecía que las aguas de pluviometría saturaban el área de estudio impidiendo la escorrentía hacia los cauces y provocando, al final, el suceso del deslizamiento.

Las primeras medidas adoptadas son las de la recogida de aguas por medio de tubos de polietileno en los puntos de afloramiento de aguas debidas a la liberación de acuíferos subterráneos. Los caudales registrados, según el informe emitido por el equipo gestor del deslizamiento, dirigido por el Dr. Alberto González registra, aún, en el día 28 de julio, la cantidad de 2,4 l/s en la arqueta que hay en la zona oriental de la localidad de Sebrango. Así mismo, en la toma de los caudales medios del barranco de la Argayada, a la cota media que vierte en la carretera de Mogrovejo, lleva un caudal de 2,35 l/s, en el punto, más bajo, junto a la carretera CA-185 en el Mesón Los Molinos es de 4,72 l/s. Sumados todos, a la fecha del mencionado informe se están drenando, por tanto, liberando del deslizamiento, unas cantidades de agua que rondan los 9,42 l/s, lo que es lo mismo un volumen de 34 m³/h, o 816 m³/día.

5. OBTENCION DE DATOS

La empresa ICINSA llevó a cabo una campaña geotécnica de estabilidad del deslizamiento. Al tiempo se ejecutan una serie de sondeos mecánicos para instrumentar la ladera, equipando los sondeos con inclinómetros y medición de los piezométricos. La mencionada campaña se centra en los terrenos acumulados en la cabecera de la localidad de Sebrango y en la ladera que discurre desde esta hasta la carretera, continuando por la ladera hacia abajo. Se instalaron 6 inclinómetros y 5 piezómetros en total. Los inclinómetros se enumeran del SI-1 al SI-4, SI-8 y SI-9. Los sondeos que albergan los piezómetros S-PZ5 al S-PZ11.

5.1.INCLINÓMETROS

Hasta la fecha de entrega del informe, abril de 2.014, se constata que los movimientos del deslizamiento son muy lentos, del orden de 43,2 mm/año a 162 mm/año. Esta conclusión se obtiene derivada de los datos de los inclinómetros individuales.

5.2.PIEZOMETROS

En una primera apreciación, más general, se pone de manifiesto la estabilidad de los niveles durante el periodo de estudio. Más particularmente, únicamente el PZ10 muestra un aumento debido a la situación, de mayores retenciones y a la pluviosidad del mes de enero.

6. DESENCADENANTES DEL PROBLEMA

En la zona de estudio, ya afectada desde el siglo XVIII concurren geológica, geomorfológica e hidrológicamente varios factores determinantes que la zona sea susceptible de deslizamientos. En el año 1950 se siguieron produciendo, registrados diversos argayos en la cabecera del mismo continuando incluso en siglo pasado en los años 2.001, 2.005 y probablemente en 2.008.

Además, una vez acaecido el evento de estudio, se dan unas características añadidas a las meramente técnicas ya reflejadas, como serían:

- Un esponjamiento superlativo de los materiales, ya movidos lo que facilita aún más, la absorción de aguas en el terreno y, por tanto, aumentos de peso y más facilidad de movimientos de ladera.
- Inexistencia de vegetación alguna que pudiera, mínimamente, estabilizar el área afectada. Ni antes ni después del suceso.
- Masa amorfa y excesivamente irregular, tanto en profundidad, como en superficie que nos facilita la posible salida de las aguas infiltradas.
- Afloramiento de acuíferos debido al movimiento de las tierras y la liberación de los mismos que estarían a otras cotas.

6.1.INFORME TECNICO DE LA U.C.

Redactado por el Dr. Alberto González, investigador responsable del deslizamiento se emite, con fecha de 13 de julio del año 2.014 en el apartado de “Conclusiones” hace referencia a dos puntos que inciden en la importancia del agua en el movimiento final. En el mismo incide en que las cuatro fuentes que manan al cuerpo del deslizamiento han favorecido la alteración de los materiales de sustrato y han permitido la incorporación de grandes aportes de agua al cuerpo del deslizamiento. Esta agua junto con la aportada por las precipitaciones desencadenó o favoreció el desplazamiento final. Y dice. “esta circunstancia se repetirá de nuevo permitiendo la alteración de nuevas zonas de la ladera en el futuro que podrían incorporarse al argayo”

Después de este estudio pormenorizado de las causas – efectos - de este deslizamiento se valoran dos tipos de actuaciones:

- a) La “sujeción” estructural del pie del deslizamiento y la eliminación de tierras de la masa inferior del mismo, totalmente en desacuerdo por varias razones:

La estructura de contención habría de ser “enorme” dados los terrenos de apoyo los empujes a soportar, la superficie a tratar, etc., en definitiva, unos trabajos faraónicos no justificados ni justificables. La eliminación de tierras de la zona

basal supondría, además de unos costes enormes de logística y de transporte, la ocupación de espacios de depósito de los mismos que, aunque fuesen cercanos, hablamos de miles de metros cúbicos.

- b) La segunda opción es precisamente la que hace referencia a “dejar” que siga su avance natural, por supuesto con un control del mismo y con algunas implementaciones tendientes a minimizar las cargas añadidas de los aportes de agua no deseados. Objeto de este trabajo.

6.2. INFORME TÉCNICO DE CONSULTORIA DE INGENIERIA.

SONINGEO es una “Consultoría y Laboratorio de Control de Calidad” que abarca labores de Geotecnia y Medioambiente entre otras. En fecha de 11 de julio de 2013 emite un estudio de título “Propuestas de Actuaciones para la caracterización hidrogeológica y geotécnica del paleodeslizamiento Don Pelayo y su estabilización” encargado por el Gobierno de Cantabria con el fin de determinar las propuestas de actuación futuras en el deslizamiento de Sebrango.

Dicho deslizamiento se produce por que han fluido los materiales del terreno saturados de agua desde la parte inferior de la ladera, socavando la parte superior y provocando que se formen bloques de desplome.

En las observaciones “in situ” del área de trabajo por esta empresa lo que está diciendo, en resumen, es que, en determinadas circunstancias, hasta los suelos más sólidos, de determinados tipos de suelos, no todos, se “transforman en líquidos y pierden toda capacidad de ser estables iniciando el movimiento, más o menos agresivo en función de la litología circundante y/o de base de apoyo.

7. AVAL DE LA SOLUCION ADOPTADA

La solución que se plantea, tendente a corregir y/o a aplicar las medidas que sugieren los informes técnicos expuestos en los párrafos anteriores se ha basado o inspirado en los tratamientos de los vertederos de la minería.

En la actividad de la minería se producen unas importantes cantidades de materiales no aprovechables denominados “gangas” que se trasladan y acopian en ingentes vertederos – por supuesto dependiendo de la importancia de la explotación – cuya estabilidad se puede ver afectada por las aguas de escorrentía.

De la misma manera, estos materiales pueden contener materiales contaminantes que nunca pueden llegar a afectar a los suelos de apoyo por lo que se ha de eliminar esta posibilidad.

Al unísono se ha de evitar que las sobre cargas que ocasionan, o pueden ocasionar a los terrenos de apoyo produzca deslizamientos no controlados, además de cargas de rotura.

En la Figura 7 se muestra un esquema de las dos opciones de tratamiento con la opción de tratamiento convencional y el tratamiento con geocompuestos actualmente. Estas soluciones son más elaboradas que la que se desarrolla en el deslizamiento de Sebrango debido a que tienen más requerimientos, pero la base es la misma. La utilización de materiales sintéticos de tecnología demostrada en la eliminación de aguas internas de terrenos con peligro de movimiento.

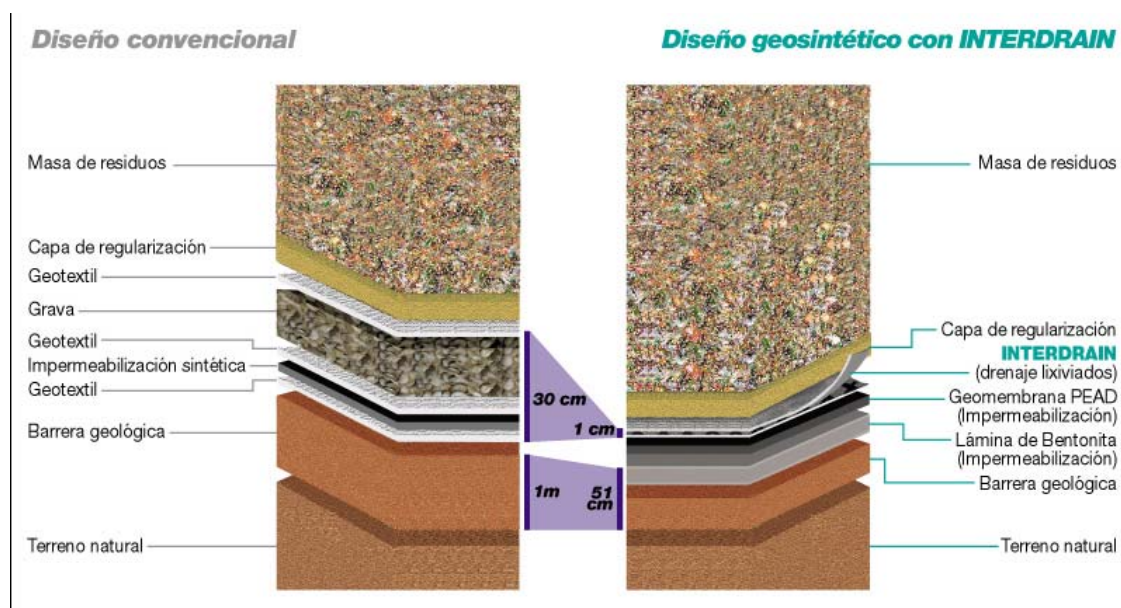


Figura 5: Esquema de elementos intervinientes en tratamiento de aguas y lixiviados en Vertederos

8. TRABAJOS EJECUTADOS.

8.1.PROPUUESTA DE ACTUACION

Siguiendo las indicaciones de los trabajos de investigación y técnicos se toman las medidas siguientes:

8.1.1.Tratamiento de las Superficies

Con el fin de poder, al menos canalizar las aguas de escorrentía y que no afecten a trabajos ulteriores, además de adoptar medidas conducentes a direccionar estas aguas de modo y manera que no afecten a sustratos inferiores, tanto en la superficie del movimiento, como en la base en la que se han acumulado las tierras.

8.1.2. Regularización de la superficie

Antes de proceder a los trabajos de canalización por medio de geocompuestos se acomete una regularización de la superficie del movimiento.

Debido a la irregularidad del propio movimiento se proponen actuaciones del tipo de:

- i. Eliminación de elementos de gran volumen que se encuentran apoyadas, en precario, por la acumulación de finos en el proceso. Estos elementos se podrían aprovechar como drenaje profundo en alguna parte del tratamiento.
- ii. Eliminación de los resaltes del terreno, o irregularidades morfológicas, que se encuentran en la parte central del deslizamiento y son muy inestables, sobre manera, pueden “romper” con una saturación por la lluvia intensa y sobrepasar su resistencia a rotura.
- iii. Por último, se lleva a cabo una labor de “Guiado” de las aguas hacia las zanjas drenantes que se ejecuten.

8.2. ZANJAS DRENANTES

Toda vez que se han tomado las medidas o realizado los trabajos descritos en los párrafos anteriores, se diseña, inicialmente con datos teóricos, una figura en forma de “Espina de Pez” que la va a marcar los afloramientos de acuíferos en los hastiales del deslizamiento.

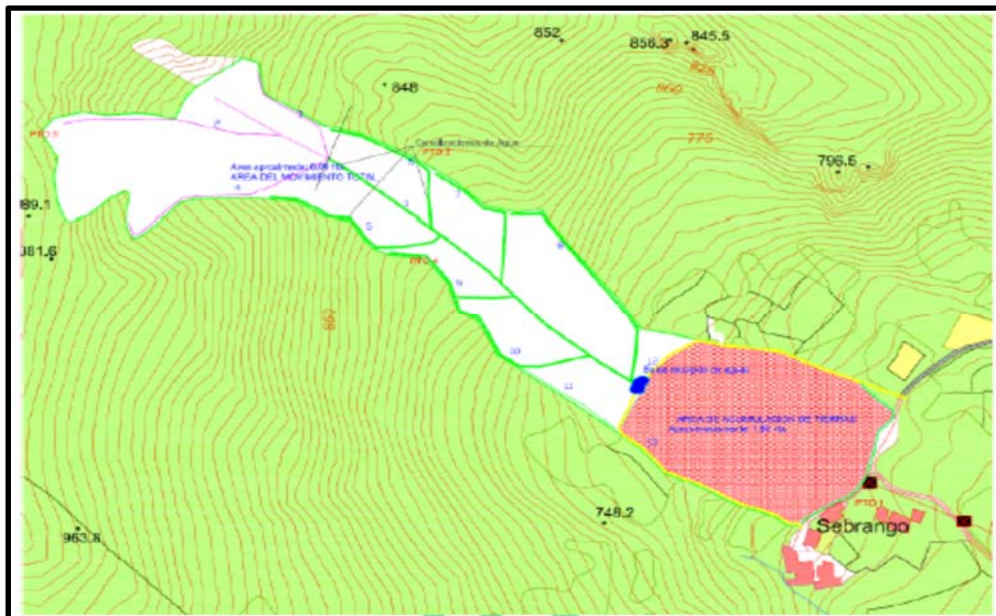


Figura 6. Representación, teórica, de la Espina de Pez o Red de drenaje profundo.

Las ramificaciones laterales, de la 5 a la 11, son derivaciones, por tramos, coincidentes con afloramientos de aguas, de tramos menores paralelos a los pies del terreno en sus encuentros con el terreno natural, que, aún no se ha movido. Estos se recogen, no obstante, con zanja a lo largo del pie de este escarpe natural.

Se ejecutan, también, en la cabeza del “caballón” basal o cúmulo de tierras en la base del deslizamiento, justo por encima de Sebrango y se transportan hacia los laterales de esta acumulación de tierras. Corresponden a las evacuaciones números 12 y 13, en color amarillo de la Figura 13.

En un principio, en el diseño previo se valoran unos trabajos de ejecución de las dimensiones que se acompañan en la Tabla 1 en la que se detallan las longitudes iniciales de trabajo, las pendientes medias de trabajo a lo largo de las diferentes zanjas, y las unidades de materiales que se prevén utilizar en el tratamiento de evacuación de las aguas subterráneas o intrínsecas al subsuelo actual.

ZANJAS DRENANTES. SECCIÓN VARIABLE				
Nº	Longitud en Planta (m)	Pendiente Media (°)	Longitud Total (m) Zanja + Viadrain® + Tubo de 160 mm.	Superficie (m²) Gmfl4 DE 4 m²/ml
1	367,90	35	447,89	1.791,40
5	140,47	35	171,374	685,49
6	127,94	35	156,09	624,35
7	119,99	35	146,39	585,55
8	184,29	35	224,84	899,34
9	111,10	35	135,54	542,17
10	128,00	35	156,16	624,64
11	86,10	35	105,14	420,56
12	214,306	35	261,46	1.045,81
13	197,27	35	240,67	962,68
	TOTALES		2.045,55	9.181,99

Tabla 1. Relación de longitudes de zanjas / materiales a ejecutar en el tratamiento

Las dimensiones de las zanjas son variables en función de la localización de los afloramientos y de las pendientes a mantener para un correcto funcionamiento y estabilidad de las tierras con las que se vuelve a tapar el material.

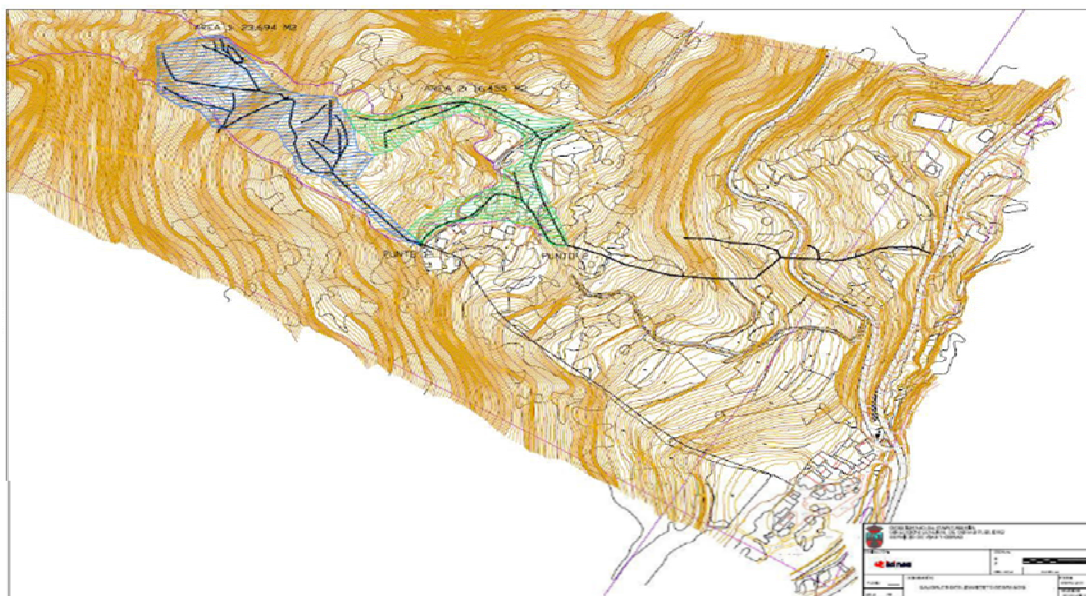


Figura 7: Situación real de la ejecución de las zanjas de evacuación de aguas. Gob. de Cantabria

El tratamiento de los drenajes que componen la “Espina de Pez” se compone de varias actuaciones muy sencillas, tanto por los materiales que lo componen, como por el sistema de ejecución y por los residuos y logística mínima que genera. En la sección, se podría denominar “Tipo” se representan las diferentes fases que se describen a continuación.

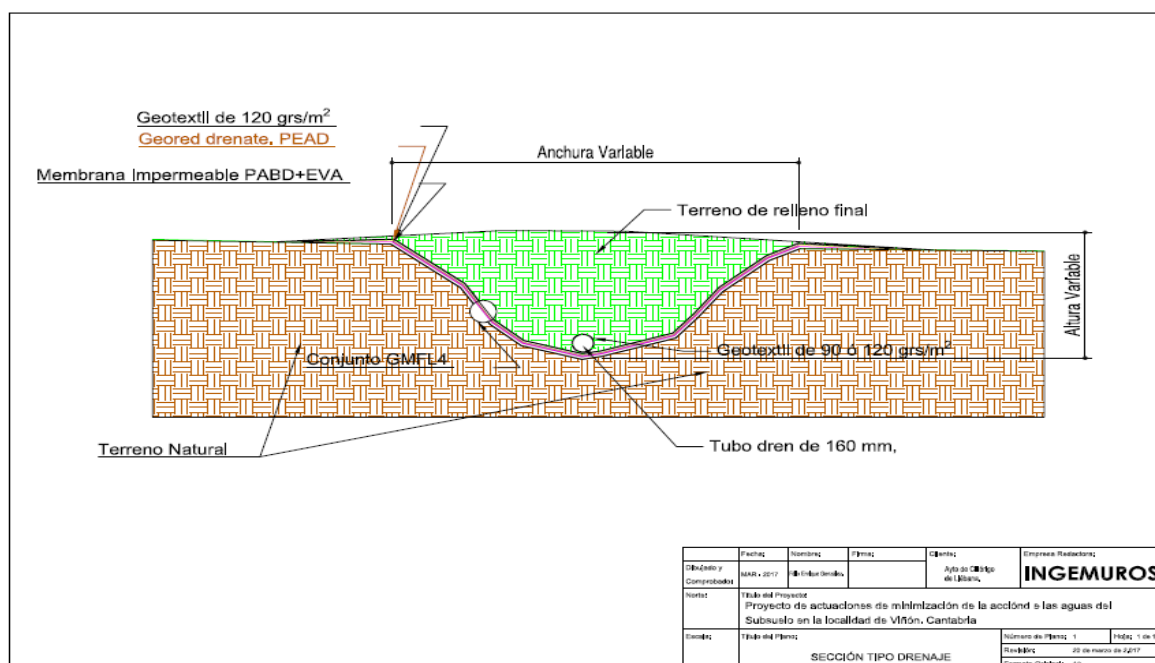


Figura 8. Esquema de ejecución de las zanjas principales de drenaje del deslizamiento

8.2.1.Drenaje Principal

En la figura anterior se describen los pasos y los componentes de los trabajos de drenajes en la Espina de Pez llevada a cabo en el deslizamiento de Sebrango con el fin de eliminar los caudales de agua interna, y en algún punto de poca profundidad, aguas más someras

Como se representa en el esquema, la altura o profundidad de las zanjas que componen todo el conjunto, se han ejecutado sin límite de profundidad, dentro de las normas de seguridad a la estabilidad de los hastiales de las excavaciones, determinándose valores variables en función, principalmente de la cota de los afloramientos de las aguas, tanto internas como más superficiales.

El perímetro de la zanja realizada, como se aprecia en la imagen se envuelve con el material drenante principal. El mismo se fija en las cabezas laterales de la zanja de manera que, al aportar las tierras para tapar la zanja, no se altere la superficie útil ni las uniones entre paños. Estas, las uniones, se harán siguiendo la pendiente de las zanjas de manera que se salvaguarden posibles fugas.

8.2.2.Drenajes Secundarios

Son estos los accesos de la red de drenajes principales o “Espina de Pez” a las canalizaciones, unas ya existentes en la localidad y, otras, que se han de ejecutar para desaguar a la red de acuíferos principal. Esta derivación se completa con elementos como el de la figura 15, consistente en la excavación de una zanja sencilla de 0,30 mts de anchura dotado de un geocompuesto que, en su parte inferior arropa un tubo de 160 mm que cumple la función de evacuación a la red de evacuación.



Figura 9. Esquema de Drenajes Secundarios.

Se adjunta dos imágenes, Figuras 16 y 17, como final de los trabajos, en las que se representan y se aprecian los parámetros de ejecución expuestos hasta el momento en las que

se aprecian los componentes intervinientes en el sistema como son:

- Elemento geocompuesto de drenaje / impermeabilización
 - Compuesto de tres capas de materiales:
 - Material drenante de PEBA + EVA
 - Geotextil de 120 Grs/m².
 - Lámina de PEAD
- Tubo de drenaje de 300 mm de diámetro de evacuación.

Una vez ejecutados los trabajos se procede al tapado de las zanjias dejando el terreno en su estado inicial con la seguridad de un drenaje interno que evacúa las aguas internas de las tierras evitando la saturación y, por ende, el movimiento de los terrenos por gravedad.



Figura 10: Estado Final posterior a la instalación del Drenaje.

FACTORES A CONSIDERAR EN LA SELECCIÓN DE SISTEMAS ACTIVOS Y PASIVOS DE PROTECCIÓN CONTRA DESPRENDIMIENTOS

Pedro A. BENITO DE LAS HERAS

Ing. Téc. de Minas – Director Técnico
Malla Talud Cantabria, S.L.

RESUMEN

Cada vez que se presenta un problema de desprendimientos, inestabilidad de taludes o terrenos, surge la pregunta: “qué sistema es el más adecuado, desde el punto de vista técnico, económico, de ejecución....?”

Bien, esta elección se deberá tomar en base a unos informes y estudios, que tienen como propósito identificar los riesgos, especificar el peligro real o potencial que los desprendimientos puedan ocasionar para las infraestructuras o incluso para vidas humanas, marcar claramente las áreas susceptibles de protección y sobre todo, dar con la solución a adoptar.

Cuando de proteger vías de comunicación (carreteras, ferrocarril, etc..) se trata, uno de los factores más difíciles de valorar es prever las zonas desde donde parte un desprendimiento.

En cuanto al camino más probable (trayectoria) que pueden recorrer las rocas en su caída, se realizan suposiciones por la morfología del terreno, la presencia de vegetación, salientes, estado de la superficie del desmonte, etc.. pero la realidad es que no dejan de ser hipótesis. En muchas ocasiones se emplean programas informáticos que trazan trayectorias dando como resultado uno o varios puntos de coincidencia en las “n” caídas en los perfiles transversales, donde finalmente se define el montaje de la protección, pero finalmente la experiencia y el sentido común suele ser el criterio empleado.

Otro factor a tener en cuenta es las dimensión de los materiales desprendidos, la energía generada por su movilización y la posibilidad de que estos fenómenos ocurran.

Así, todos estos parámetros permiten obtener unos datos que ayudarán a definir las medidas adecuadas de protección.

1. CONSIDERACIONES GENERALES.

La caída de rocas debida a inestabilidades son un riesgo natural inherente de zonas de montaña principalmente, que son recurrentes a lo largo de la historia.

Cuando los fenómenos de caídas de rocas suceden en las proximidades de vías de comunicación o zonas pobladas, el problema se convierte en una necesidad de prioridad máxima, siendo necesario dotar de las medidas necesarias para mitigar los riesgos.

En muchas ocasiones el alto ritmo de construcción, ya sea de infraestructuras como de zonas residenciales, generan grandes movimientos de tierras, desmontes, etc.. que en muchos casos no se les ha previsto la ejecución de medidas para garantizar la estabilidad superficial de los mismos, añadiendo un riesgo de que se produzcan desprendimientos. Igualmente, en zonas excavadas en roca alterada o fracturada, a pesar de que se intente realizar una excavación de calidad, las medidas de estabilización y protección son necesarias.

La estabilidad de un talud o ladera son fenómenos que varían con la evolución natural del entorno, cambiando el relieve y las pendientes de laderas naturales y de los taludes excavados por el hombre.



En un talud o una ladera podemos encontrar la siguiente problemática:

- Problemas de inestabilidad por empujes, subpresiones y fuerzas gravitatorias.
- Problemas de erosión y meteorización asociados a fenómenos atmosféricos y presencia de agua.
- Problemas de estabilidad superficial.
- Problemas de caída de rocas y desprendimientos.

Mediante el estudio y la identificación de estos fenómenos se pueden aplicar metodologías y técnicas para mitigar el riesgo que suponen los desprendimientos y las inestabilidades rocosas.

Así, se describen dos grupos fundamentales donde se aglutinan las distintas técnicas empleadas en el tratamiento de taludes y laderas.

- Protecciones activas. Son todas aquellas que impiden el movimiento de los materiales del macizo rocoso.
- Protecciones pasivas. Aquellas que permitiendo el movimiento de los materiales, actúa como protección contra el impacto de las rocas, bien mediante su detención o bien mediante su guiado.

2. CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE PROTECCIÓN.

2.1. Distintas actuaciones frente a desprendimientos.

Dentro de los distintos modos de atacar la problemática de las caídas de rocas y desprendimientos, se pueden identificar cuatro formas de actuación:

- a) Disipación de la energía (tratamiento pasivo)
- b) Estabilización de masas inestables (tratamiento activo)
- c) Vigilancia
- d) Ausencia de actuación.

a) Disipación de la energía (tratamiento pasivo)

Una vez que se han producido los desprendimientos, se intenta atenuar y disipar la energía del desprendimiento soportando los impactos, o bien guiarlos controladamente hacia zonas que no tengan riesgo.

b) Estabilización de las masas inestables (tratamiento activo)

Se interviene sobre las zonas rocosas inestables, limitando su movimiento y evitando la alteración del frente rocoso. Se intenta actuar evitando que aparezcan inestabilidades.

c) Vigilancia.

El sistema de vigilancia se emplea en zonas problemáticas. Puede ser más o menos sofisticado atendiendo a las condiciones y características del área, y debe ser capaz de emitir señales de alerta cuando el fenómeno está a punto de suceder, de esta forma se consigue reducir las consecuencias. Otra opción es un aviso cuando el desprendimiento haya sucedido, emitiendo un aviso para interrumpir la circulación inmediatamente evitando posibles accidentes.

Esta actuación puede ser complementaria a otras medidas o actuaciones, sobre todo cuando se trate de un fenómeno que pueda repetirse en el tiempo.

d) Ausencia de actuación.

Esta posibilidad de no actuación debe tomarse siempre que el riesgo sea muy bajo o cuando las consecuencias potenciales de los posibles desprendimientos deban ser asumibles. Esta opción será debidamente justificada, siempre y cuando no se vea comprometida la seguridad de los usuarios.

2.2. Clasificación de los sistemas.

Dado el elevado de número de parámetros a tener en cuenta y la cantidad de soluciones que pueden instalarse, es necesario agrupar éstas según el modo de actuación, de forma que clasificaremos los sistemas en:

- A. Sistemas pasivos.
- B. Sistemas activos
- C. Medidas complementarias.

Recurrir a uno de estos sistemas depende de los objetivos que se quieran alcanzar en cada situación y emplazamiento. Del mismo modo, la solución a adoptar será función por un lado, de la naturaleza del problema, de la geometría de la ladera y de la importancia y extensión de las zonas a proteger, y por otro lado de los límites técnicos de los propios procedimientos de montaje

3. SISTEMAS PASIVOS.

Son todos aquellos cuya finalidad es controlar la trayectoria de las rocas o masas movilizadas, y también todos aquellos que interceptan los bloques o masas una vez que se producen los desprendimientos.

Cuando se movilizan las rocas, estas toman velocidad y por tanto energía cinética, por lo que el objetivo de estos sistemas es la guiar, conducir y en algunos casos, detener los desprendimientos, depositándolos en una zona segura.

La esencia de los sistemas pasivos es la de permitir el movimiento, pero minimizando las consecuencias y el peligro potencial de los desprendimientos.

Así, los sistemas pasivos se podrían clasificar en:

- **Sistemas pasivos de guiado**, desviando o dirigiendo la trayectoria de los bloques, evitando que alcancen la zona a proteger.
- **Sistemas pasivos absorción de energía**, situados en las trayectorias de los bloques, amortiguan toda o parte de la energía cinética hasta su detención o previo a llegar a impactar con algún sistema de interceptación.
- **Sistemas pasivos de interceptación**, encargados de detener y parar los desprendimientos de rocas en la zona originaria de los desprendimientos y la zona a proteger.



4. SISTEMAS ACTIVOS.

Aquellos que tienen por finalidad la estabilización de los bloques, rocas o masas inestables, fijándolos en su posición original o zona potencial de origen, impidiendo su movilización contrarrestando las causas que podrían originar la inestabilidad.

También se podría considerar sistemas pasivos a todas aquellas técnicas que modifican las condiciones físicas que originan las inestabilidades.

Así los sistemas activos podrían clasificarse en:

- **Sistemáticas de eliminación de masas inestables**, retaluzado y tumbado del talud, mediante la modificación de las geometrías iniciales del talud.
- **Sistemas de refuerzo y sostenimiento**, consiguiendo mejorar las condiciones de estabilidad de la zona movilizable. Se aporta un sustento directo de las masas inestables introduciendo en el sistema fuerzas estabilizadoras aportadas por elementos resistentes que aseguran los material en su posición, llevando las fuerzas reactivas a las zonas sanas del terreno
- **Sistemas de cobertura artificial y estabilización**, asegurando una protección de

la superficie, disminuyendo los fenómenos de erosión y reduciendo ciertas causas de desprendimientos, generando una acción de estabilización superficial.



5. MEDIDAS COMPLEMENTARIAS.

Se trata de medidas y actuaciones que se aplican independientemente o como complemento con los sistemas pasivos o activos, que tienen como fin proteger el talud de procesos de erosión, degradación y meteorización, y por otro lado, reducir la presencia de agua en el interior del conjunto.

Así, la presencia de agua ocasiona una disminución de la resistencia a cortante de las juntas y diaclasas, además de la aparición de la presión hidrostática en los contactos, que pone en jaque la estabilidad del conjunto.



Las medidas complementarias se clasifican en:

- **Técnicas de revegetación natural**, basadas en las técnicas de regeneración de la vegetación que contribuye a la fijación del suelo y la atenuación de los fenómenos de erosión, evitando ciertas causas de caídas de bloques o rocas.
- **Técnicas de drenaje**, que limiten las fuerzas desestabilizadoras para los casos en drenajes profundos, o atenuando los procesos de ruina superficial del talud en el caso de drenajes superficiales.
-



6. CUADRO RESUMEN DEL TIPO DE PROTECCIONES.

Todos los sistemas se resumen en el cuadro siguiente:

<i>Tipo de sistema</i>	<i>Clasificación</i>	<i>Tipos de actuaciones, sistemas o soluciones</i>
<i>Sistemas pasivos</i>	Sistemas desviadores o de guiado	Caballones de tierra Muros de gaviones Muros de hormigón Pantallas estáticas Viseras, galerías y falsos túneles Mallas de protección pasiva
	Amortiguadores de energía	Soluciones especiales Vegetación
	Sistemas de interceptación	Cunetones de recepción Caballones de tierra Muros de gaviones Muros de hormigón Pantallas estáticas Pantallas dinámicas
<i>Sistemas activos</i>	Técnicas de rediseño del talud y eliminación de masas inestables	Purgas y saneos Retaluzado y abatimiento Voladuras de contorno
	Sistemas de refuerzo y sostenimiento	Muros de recalce Contrafuertes y machones Bulonado
	Sistemas de revestimiento y estabilización superficial	Mallas de protección activa Redes de cables Muros de revestimiento Muros de hormigón anclados Revestimiento de escollera Hormigones y morteros proyectados
<i>Medidas complem.</i>	Técnicas de revestimiento natural	Revegetación
	Técnicas de drenaje	Drenaje superficial Drenaje profundo

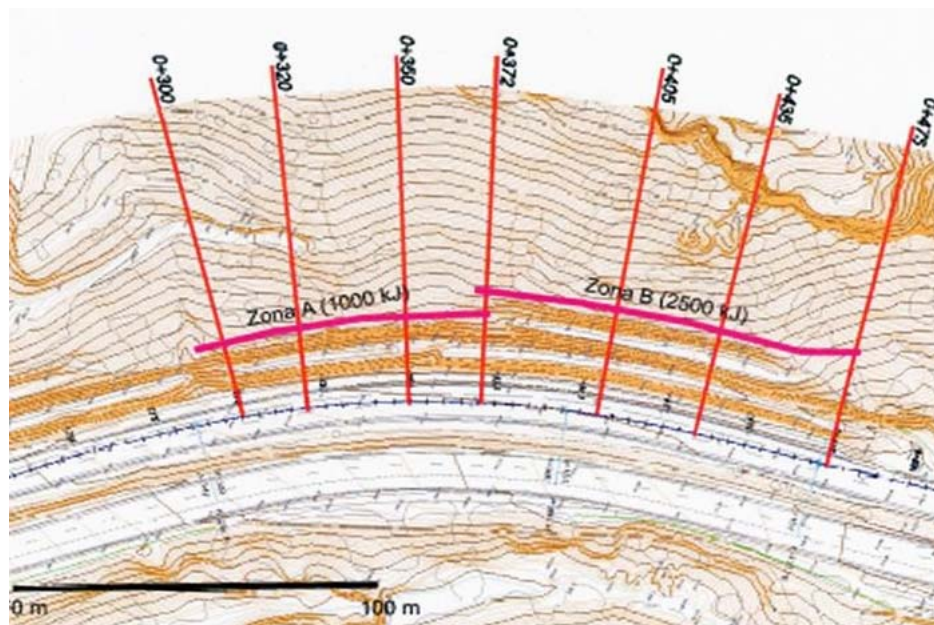
7. CRITERIOS DE SELECCIÓN DE SISTEMAS, EN FUNCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE Y DE LA ZONA A PROTEGER

La elección del sistema, técnica o solución más adecuada para atenuar los riesgos originados por los desprendimientos de rocas, se harán de acuerdo a los resultados de estudios, informes, experiencias y conocimientos recopilados que tienen como objetivos:

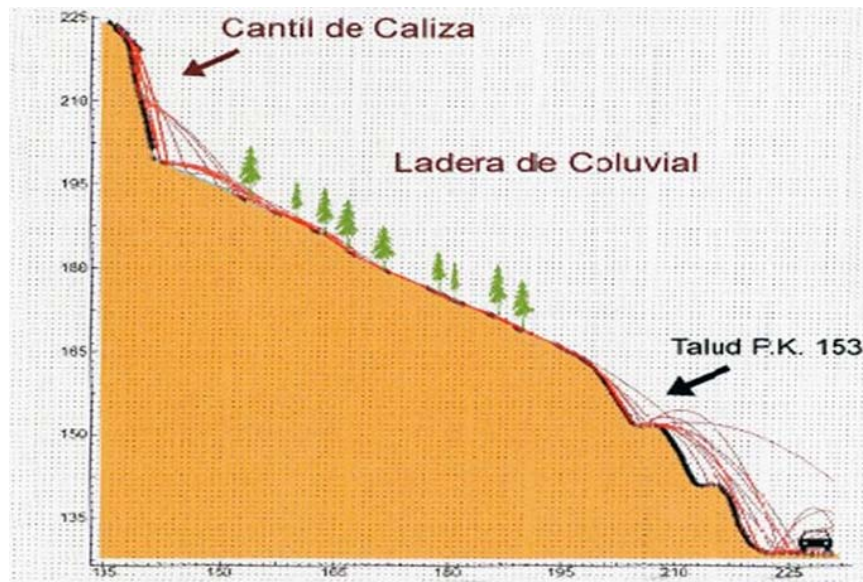
- Identificar los riesgos.
- Determinar el peligro potencial que las caídas de rocas suponen para las infraestructuras y/o vidas humanas.
- Determinar las zonas a proteger
- Determinar la solución a adoptar.

La protección de las vías de comunicación frente a los desprendimientos de rocas provenientes de los taludes excavados o de las laderas anexas naturales, tiene una dificultad añadida

- La predicción de las zonas de origen de la caída
- La definición de las trayectorias más probables de los desprendimientos.
- La estimación de las dimensiones y velocidad de impacto (energía) de los materiales, así como la probabilidad de ocurrencia y/o repetición del fenómeno.



Además de estos factores, hay que tener en cuenta que todos ellos se pueden ver condicionados por las características propias de la ladera (vegetación, pendiente, salientes, etc) o por las características, estructura, tipo de roca y estado de la superficie del desmonte.



El estudio del problema debe permitir obtener unos parámetros determinados que permitan llegar a determinar las medidas apropiadas de protección. Se deberán definir los objetivos o propósitos de las medidas de protección acorde a las imposiciones técnicas y económicas.

Se tendrá que establecer en primer lugar y ante la aparición de fenómenos de desprendimientos y caída de rocas, las prioridades de la inversión de la prevención de los riesgos que originan estos fenómenos. Esas prioridades serán definidas en función de los riesgos, circunstancias y características propias de cada sitio.

Una vez establecida la necesidad de actuación, se requiere un completo estudio geotécnico y geológico. La eficiencia y durabilidad de los sistemas de protección seleccionados en cada situación, así como su coste, dependerán de la correspondencia y equilibrio entre el diseño adoptado y todos los parámetros que se analizan con anterioridad.

Existen una serie de consideraciones que constituyen las bases para la elección y que ayudan al técnico a escoger qué tipo de sistema de protección se adapta mejor al problema. No existe un sistema tipo contra un riesgo dado; la experiencia y el trabajo de campo son indispensables para la elección y la definición de las medidas de protección contra el riesgo de caída de piedras y desprendimientos. Se consigue así medidas más

adecuadas, eficientes y de mayor reducción del riesgo.

En los estudios previos a la toma de decisiones, todas las posibles soluciones y sus variantes deben ser tratadas, con sus ventajas e inconvenientes, para llegar a la solución óptima.



La elección de un sistema o técnica de protección no se puede realizar de forma directa; la complejidad de los fenómenos y las condiciones específicas de cada situación, así como el elevado número de parámetros que intervienen, hace indispensable un estudio específico para cada emplazamiento antes de seleccionar un sistema de protección que resulte adecuado. En determinadas ocasiones, la solución viene determinada por más de una aplicación de un sistema de protección y es posible que un cierto riesgo residual quede latente pues la efectividad de los equipos de protección no es total.

Los factores a tener en cuenta en la selección entre sistemas pasivos y activos se detallan a continuación:

- Situación del origen de los desprendimientos.
- Accesibilidad.
- Extensión de la superficie a tratar y/o proteger.
- Características topográficas de la zona de riesgo.
- Volumen, energía y frecuencia de los desprendimientos.
- Medidas provisionales o definitivas.
- Características de los bienes y zonas a proteger.
- Facilidad para la realización de trabajos.
- Impacto visual.
- Coste de ejecución.
- Coste de mantenimiento.

12. CONCLUSIONES

- Tipo de protecciones: activas, pasivas y medidas complementarias.
- Criterios para la elección de un sistema u otro: Identificación del riesgo, determinar el peligro, determinar zonas a proteger y determinar la solución.
- Otros factores a tener en cuenta: económicos, accesibilidad, impacto visual, mantenimiento, orografía.

REFERENCIAS

Documentación técnica de Malla Talud Cantabria, S.L.
 Documentación técnica de Iberotalud, S.L.

PORTALES EN CONDICIONES DIFÍCILES TÚNEL DE YANANGO

Sergio Sánchez Rodríguez*, Mario Prieto Domínguez[†] y Ero Vinicius Silva Espiña[#]

*Ingeniero de Caminos C. y P. Master en Túneles y Obras Subterráneas
Dirección Técnica
Geoconsult España Ingenieros Consultores. Sucursal Perú

[†] Ingeniero de Caminos C. y P. Master en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica
Jefe de Supervisión
Geoconsult España Ingenieros Consultores. Sucursal Perú

[#] Ingeniero de Minas
Jefe de Proyecto
Geoconsult España Ingenieros Consultores

RESUMEN

La excavación y sostenimiento de los portales es el primer paso para la ejecución de un túnel, debiendo ser tanto la topografía como la geología de la zona consideradas en el diseño de los mismos puesto que implican una serie de problemas específicos muy diferentes a la excavación del propio túnel. La construcción de los portales de un túnel en ambientes montañosos, con fuertes pendientes y poco espacio de trabajo, puede generar la excavación de grandes desmontes que afectarán negativamente la estabilidad global de la ladera en el largo plazo. Todo ello provoca la necesidad de adaptar los diseños de portales a cada caso particular, cumpliendo los criterios de trazado y garantizando la estabilidad a largo plazo de la ladera en su conjunto. Asimismo, se presentan varios casos reales de excavación de taludes en terrenos de elevada complejidad, en los que se diseñaron soluciones diferentes a aquellas usadas normalmente.

1. INTRODUCCIÓN

La construcción de los portales de un túnel representa la primera etapa para la ejecución de las obras subterráneas, constituyendo puntos singulares que concentran buena parte de la problemática o incidentes que suelen presentarse en la construcción de túneles. Por tanto, su diseño debe adaptarse tanto a la topografía de la zona como a la geología local, lo que implica

una serie de problemas específicos muy diferentes a la ejecución del propio túnel.

La construcción de los portales de un túnel en ambientes montañosos, con fuertes pendientes y poco espacio de trabajo, puede generar la excavación de grandes cortes o desmontes en condiciones difíciles. Todo ello provoca la necesidad de adaptar los diseños a cada caso particular, garantizando la estabilidad a largo plazo de la ladera en su conjunto, cumpliendo con los criterios de trazado y al mismo tiempo respetando la legislación medioambiental correspondiente.

Los problemas que se presentan en los emboquilles de los túneles pueden ser de diferente tipo o naturaleza, pero cuando conllevan dificultades singulares suelen vincularse a los siguientes factores que pueden, en cualquier caso, coexistir:

- Condiciones geométricas o de trazado (gálibo estricto, esviaje, etc...) muy comprometidas.
- Condiciones de media ladera:
 - Potencialidad de deslizamiento
 - Pilar de macizo escaso del lado ladera abajo.
- Ausencia de recubrimiento suficiente para desarrollar cierto efecto arco.
- Presencia de fuertes espesores de suelo eventualmente cargados de agua y/o inestables.

La Tabla 1 incluida a continuación, pretende ordenar con más detalle la diferente problemática habitual en el diseño y construcción de portales.

GENERAL	Trazados complejos	Entreeje limitado (pilar intermedio)
		Embocaduras a diferente nivel
		Esviajes fuertes
	Efectos topográficos, de ladera o asimetrías	Estado de esfuerzos complejo
		Pilar lateral
		Configuración 'medio túnel'
		Grandes excavaciones laterales
		Embocaduras en diferente plano
	Ausencia de recubrimiento	Efecto arco
	Afecciones a servicios, vías y viviendas	
SUELOS	Exigencias logísticas	Necesidad de dotar de espacios adicionales por sistema constructivo
	Proximidad arroyos o quebradas	Debris-flow o flujos
	Estabilidad global	
	Deslizamientos preexistentes	
	Coluviones o suelos residuales saturados	
	Suelos residuales expansivos	

ROCA	Formación de cuñas, vuelcos y roturas planares	Mecanismos diferentes en cada talud
	Caída de bloques (rockfall)	
	Presencia de fallas o condiciones mixtas	
	Perfiles de meteorización muy variables	
	Debilidad del contacto suelo roca	

Tabla 1. Casuística de problemas comunes y condiciones especiales en portales de túnel.

En general, deben analizarse los problemas asociados a la estabilidad de los taludes generados, así como la intersección túnel-talud frontal, no siendo poco habitual que problemas asociados a la estabilidad de los taludes, terminen reflejándose en dificultades durante la excavación del túnel, y viceversa.

En definitiva, a la hora de diseñar y construir las embocaduras de los túneles, existe en muchas ocasiones la obligación de optar por una solución de compromiso que concilie la excavación de un túnel mediante soportes robustos o reforzar fuertemente taludes más elevados, todo ello con la componente medioambiental en juego.

A fin de ilustrar buena parte de las problemáticas anteriores, se analiza un caso reciente de ejecución en el Perú: el de los portales del túnel de Yanango. En dicho túnel Yanango, sus dos emboquilles están a media ladera, uno de ellos en suelo y el otro en roca, presentando unas condiciones de ejecución que difieren ostensiblemente de las condiciones más favorables que normalmente se buscan a la hora de ubicar este tipo de excavación.

En este proyecto, se ha ejecutado un portal con un inicio de excavación de fuerte esviaje y el otro en terreno de mala calidad. Debido a esto, en ambos emboquilles se presentan características y problemas muy diferentes, imposibilitando para su ejecución el empleo de las soluciones normalmente aceptadas.

GEOCONSULT INGENIEROS CONSULTORES forma parte del consorcio supervisor al que la Entidad PROVÍAS NACIONAL perteneciente al Ministerio de Transportes y Comunicaciones encargó la “Supervisión de la obra de construcción del túnel Yanango y accesos” en noviembre de 2014, lo que no sólo le llevó a tomar parte activa durante el desarrollo de las obras sino también durante la adaptación de los diseños de partida.

2. TÚNEL DE YANANGO

El túnel de Yanango, con una longitud de 1,025.60 m, se encuentra ubicado en el entorno del punto kilométrico 77+100 de la carretera Tarma - La Merced, perteneciente al distrito de San Ramón, provincia de Chanchamayo, departamento de Junín, Perú.

En noviembre de 2005 la ocurrencia de un gran huayco, o flujo de escombros por la

quebrada Yanango, debido a las fuertes lluvias registradas en la zona, generó el colapso del puente atirantado existente, imposibilitando el tránsito vehicular.



Figura 1. Estado del puente tras el huayco del 2005

Como solución de emergencia, PROVIÁS construyó en el año 2006 un puente colgante provisional de 107 m de luz, aguas arriba del puente colapsado, con el inconveniente de que solo soporta el paso de los vehículos menores a 30 t teniendo que utilizar los vehículos pesados un vado habilitado por la propia quebrada.

Con estos antecedentes y a fin de dar una solución definitiva, se proyectó la ejecución del Túnel Yanango como variante a la carretera existente. La ubicación del mismo en una zona montañosa con laderas de gran pendiente y sin posibilidad de ampliar la calzada para ejecutar un emboquille perpendicular al talud, obliga a afrontar la ejecución de dos emboquilles muy esviados respecto a la línea de máxima pendiente de la ladera.

El primero de los dos emboquilles mencionados se ubica en la entrada del túnel Yanango (cara Suroeste), el cual ha sido denominado Portal de Entrada; mientras que el segundo emboquille se encuentra en la salida del túnel en dirección San Ramón (cara Noreste), siendo denominado Portal de Salida.

3. PORTAL DE ENTRADA

El principal problema a la hora de diseñar el portal de entrada del túnel Yanango se encuentra en la presencia de una masa coluvial en la zona del emboquille. El diseño del

proyecto original proponía la excavación de un emboquille a media ladera, con pendientes 1H:3V, en el que se veía afectado en exclusiva el coluvial de la zona, generando un desmonte de hasta 45 m de altura para el que no se preveía ningún tipo de sostenimiento. Posteriormente a la excavación se proponía la ejecución de un falso túnel que permitiría realizar un relleno sobre el mismo y dejar un talud definitivo de 30 m. Por otra parte, en el diseño de proyecto original se estimaba que el inicio de la excavación en mina se realizaría en el coluvial con la dificultad inherente en ello.

Con el objetivo de mejorar las condiciones de excavación del portal, mantener los criterios de trazado, garantizar la estabilidad de taludes y al mismo tiempo considerando que no era viable aumentar la longitud del túnel, se realizó un ligero cambio del trazado en planta.

Por tanto, en el nuevo diseño se buscó minimizar la altura de los taludes, así como iniciar la excavación del túnel en el macizo rocoso, una vez atravesado el coluvial; estos dos objetivos se lograron mediante la separación del eje del túnel de la ladera. La nueva geometría implicaba la excavación de unos nuevos taludes con una altura máxima cercana a los 35 m y una longitud de aproximadamente 110 m. Es de resaltar la dificultad de caracterización del material granular por su naturaleza de granular gruesa.

Por otra parte, el relleno se amplió para minimizar las asimetrías cubriendo ambos lados del falso túnel y logrando que la altura de talud visto respecto a la solución anterior fuese menor, al quedar taludes de aproximadamente 25 m sobre el relleno.

Aún con la nueva propuesta, el principal inconveniente del diseño sigue siendo la excavación y sostenimiento en el coluvial, tal y como ocurría con la solución original, pero la nueva solución aporta un menor volumen de excavación, con taludes de menor altura y garantiza una excavación inicial del túnel de menor dificultad.

La excavación en el nuevo diseño se planteó mediante niveles de 2 m de altura y taludes de inclinación 1H:4V. Cada dos niveles de excavación se consideraría una bancada de 4 m de altura en la que habría un pequeño retranqueo o berma de 0.5 m. El sostenimiento ejecutado es un muro autoportante compuesto por pernos autoperforantes de 40 t de resistencia y 20 cm de hormigón proyectado con doble malla electrosoldada de refuerzo.

Los pernos autoperforantes instalados cuentan con un diámetro de 1.5” presentando longitudes variables de 6, 9 y 12 m, los cuales fueron sometidos para su aceptación a ensayos de tracción en la proporción de 1 por cada 50 pernos instalados, obteniendo un resultado satisfactorio en el 100% de los elementos. Debe destacarse que en las proximidades del talud frontal, el afloramiento del macizo rocoso hizo que los pernos autoperforantes comenzaron a anclarse en roca a partir de la bancada F.

Adicionalmente, con el objeto de permitir el drenaje de posibles filtraciones de agua a través del coluvial se instalaron una serie de drenes de 6 y 9 m de longitud, 50 mm de

diámetro y una malla de colocación al tresbolillo cada 4 m en horizontal y en vertical.

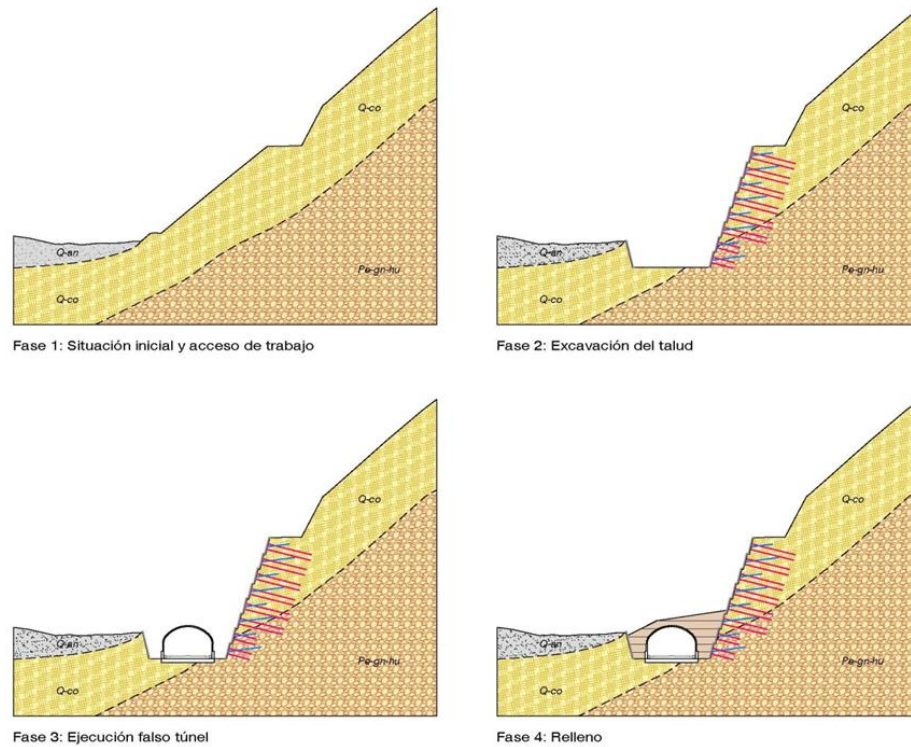


Figura 2. Fases de ejecución del portal de entrada

Durante toda la excavación del talud se ha realizado un seguimiento continuo mediante un inclinómetro colocado en el punto de mayor altura de talud, puntos de control topográfico en toda la superficie del talud y la revisión del estado del sostenimiento.

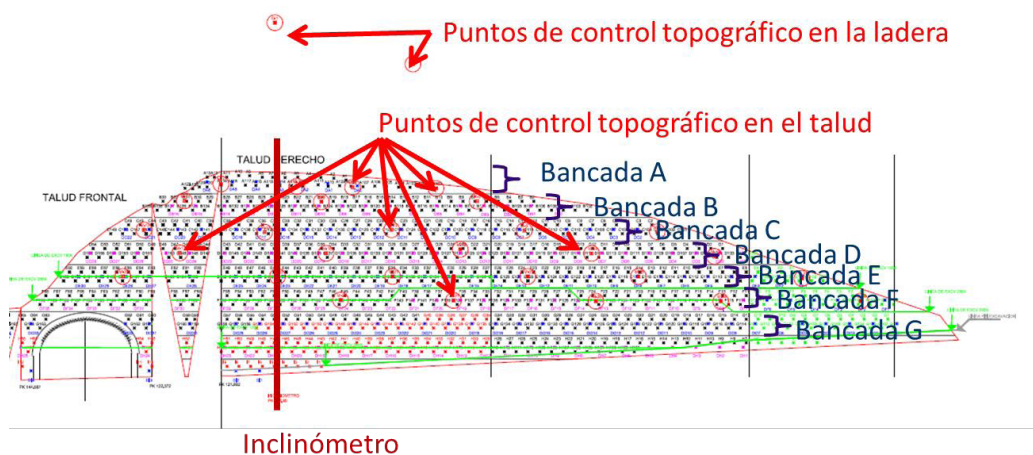


Figura 3. Situación de los hitos de control topográfico

En resumen, la evolución del inclinómetro ha mostrado un desplazamiento homogéneo en todo el terreno por encima de la zona excavada en cada fase de 3 mm, y una velocidad máxima de 2 mm/día. El desplazamiento máximo registrado ha sido de aproximadamente de 65 mm en el pie de la segunda bancada.

El control topográfico ha mostrado un desplazamiento máximo de 100 mm en el pie de la bancada superior, mostrando unas velocidades medias de 1-2 mm/día durante la fase de excavación. Las velocidades máximas detectadas han sido ligeramente superiores a 4 mm/día durante la excavación. En el momento de finalizar la excavación, la evolución de los desplazamientos se detuvo presentando una situación estable en todo el talud.

Tras la excavación del talud se ha ejecutado un falso túnel de 84 m de longitud que se ha rellenado posteriormente, disminuyendo la altura de los taludes definitivos hasta los 25 m. Este relleno colabora con la estabilidad del talud al disminuir la altura libre del mismo.



Figura 4. Secuencia de ejecución del portal de entrada del túnel Yanango

La excavación del talud se inició en febrero de 2016 y finalizó en Mayo de 2016, completándose el relleno del falso túnel en noviembre de 2016; así se ha logrado evitar los meses de mayores precipitaciones en la zona lo que ha favorecido la estabilidad.

4. PORTAL DE SALIDA

La ejecución del portal de salida afectó a material rocoso conformado por rocas intrusivas pertenecientes al Gneis de Huacapistana, siendo el principal problema presentado por dicho portal la combinación de una ladera natural de gran pendiente, junto con un trazado casi paralelo a la ladera. Para solución de esta combinación de problemas, el proyecto original proponía la ejecución de un talud subvertical, que llegaba a ser vertical en algunos tramos, de hasta 80 m de altura.

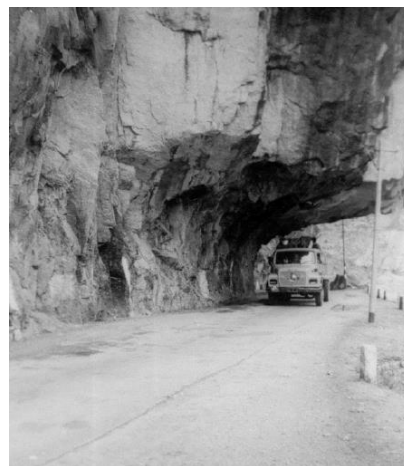
Debido a la dificultad de excavar un talud de tales dimensiones en una ladera muy vertical y sin acceso a la coronación, se planteó un nuevo diseño para la realización del emboquille. Así, se permitió la modificación del diseño del portal de salida variándolo de la excavación de una ladera con taludes de grandes dimensiones a la excavación de un portal mediante un túnel a media sección de una longitud aproximada de 50 m con un voladizo cercano a 12 m en la zona más desfavorable antes de iniciar la excavación del túnel a sección completa.

La excavación de túneles a media sección no es un recurso habitual por lo que la información disponible de este tipo de soluciones es limitada. Sin embargo, en algunas zonas como el Himalaya, su empleo es mayor que los túneles a sección completa o excavaciones en trinchera debido a sus reducidos costos y tiempo de ejecución.

Asimismo, la ejecución de medios túneles ayuda a mejorar la integración ambiental al minimizar la afección de los taludes, ya que la excavación de taludes siguiendo la metodología habitual puede dar lugar a taludes de gran altura, muy costosos y de gran impacto visual.



Rohtang túnel (Himalaya)



Túnel a media sección (Anbalagan *et al.*, 2003)

Figura 5. Ejemplos internacionales de túneles a media sección

Anbalagan *et al.* (2003) ha realizado un estudio detallado de los túneles a media sección en el Himalaya, obteniendo la calidad de la roca según el índice Q entre 18 y 38, lo que clasifica el tipo de macizo rocoso de buena roca (Barton *et al.*, 1974). En el mismo estudio se ha correlacionado el índice de calidad del macizo rocoso Q frente al vano libre de los túneles a media sección, obteniéndose la siguiente correlación:

$$B_{ht} = 1.7 \cdot Q^{0.4} \quad (1)$$

Esta relación es comparable con la propuesta por Barton *et al.* (1974) entre el índice Q y el máximo vano sin sostenimiento (B) para ESR = 1.

$$B = 2 \cdot Q^{0.4} \quad (2)$$

Del mismo modo, en las proximidades del túnel de Yanango se encuentran algunos túneles excavados con la misma metodología de emboquille que la empleada en el túnel de Yanango.



Túnel Pan de Azúcar



Túnel La Virgen

Figura 6. Medios túneles en la carretera Tarma-La Merced (entorno del túnel Yanango).

En ellos se han obtenido índices de calidad RMR entre 56 y 65 e índices Q entre 4 y 12, valores más bajos que los obtenidos en el Himalaya, aunque estos casos presentaban una longitud limitada antes de empezar el túnel a sección completa o una longitud de voladizo menor que los analizados en el Himalaya.

Túnel	Litología	Índice Q	Luz máxima (m)
La Virgen	Tonalita-granodiorita	11,5	10
Pliegue	Tonalita-granodiorita	5,4	6
Velo de Novia	Tonalita-granodiorita	4,3	4
Pan de Azúcar	Tonalita-granodiorita	12,5	10

Tabla 2. Características básicas medios túneles en la Carretera Tarma-La Merced y su entorno.

Así, en el análisis inicial de la ladera del portal de salida, los índices de calidad del macizo rocoso obtenidos mediante estaciones geomecánicas en diferentes puntos a lo largo de la ladera afectada fueron unos índices RMR entre 60 y 68 e índices Q en el entorno de 10.

Según la relación presentada, esto implicaría vanos libres máximos de 4 m, mientras que el vano libre máximo esperable era de 12 m. Es decir, si bien las condiciones geotécnicas eran buenas, no lo eran lo suficiente como para ser propicias a soluciones como las antes descritas sin tomar medidas adicionales.

Aunque se ha de considerar que los últimos metros de la excavación se encuentran sometidos al soporte adicional que proporciona el talud frontal de la excavación, en el caso del portal de salida, debido a que la longitud de la zona en voladizo es aproximadamente 50 m, la zona central del mismo se considera que se encuentra en una situación equivalente a un túnel a media sección.

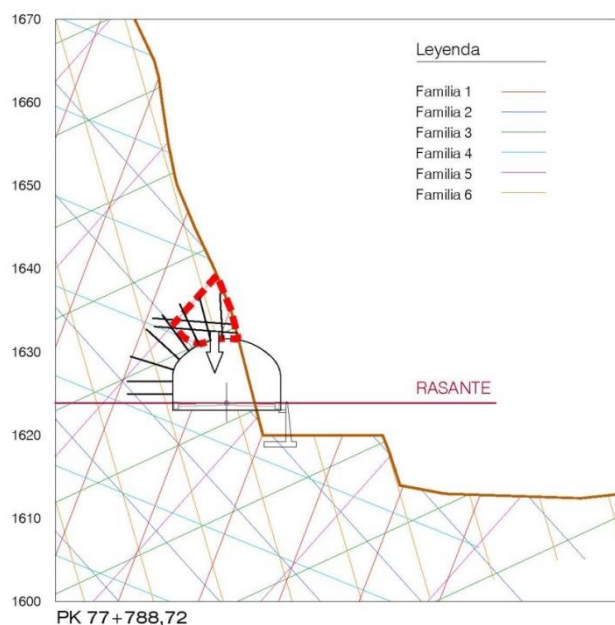


Figura 7. Esquema de sostenimiento y fallo de bloques del portal de salida

Debido a que la calidad del terreno se encontraba por debajo de los valores de referencia para este tipo de excavaciones y que el análisis cinemático (Figura 7) realizado mostraba la posibilidad de formación de bloques, se diseñó un proceso de excavación y sostenimiento basado en las siguientes fases constructivas:

- Fase 1: Ejecución de un presostenimiento lateral ¿?en bóveda, a lo largo del tramo a media sección mediante dos filas de pernos de 10 m de longitud y 1 ¼" de diámetro.
- Fase 2: Excavación en pases de longitud moderada 2-3 m.
- Fase 3: Sostenimiento a base de pernos radiales de refuerzo de 8 m de longitud en

todo el hastial y clave junto con una capa de 10 cm de hormigón proyectado.

- Fase 4: Ejecución de un falso túnel inmediatamente después de la excavación en base a cerchas, malla electrosoldada, plancha Bernold y hormigón proyectado.

Durante los últimos metros de la excavación del túnel a media sección y los primeros metros de excavación a sección completa se obtuvieron los siguientes índices de calidad del macizo rocoso. Estos índices muestran valores continuos y ligeramente inferiores a los previstos.

P.K.	RMRb	RMRc	Q	Excavación
77+788.55	61	56	2.5	9 m vano libre
77+786.05	58	53	2.33	10 m vano libre
77+779.70	60	50	4.33	11 m vano libre
77+777.45	57	52	4.66	12 m vano libre
77+774.00	50	45	1.0	Sección completa
77+772.60	53	48	1.08	Sección completa
77+770.30	57	52	3.25	Sección completa

Tabla 3. Evolución de los índices de calidad del macizo durante la excavación del portal de salida

De este modo, se finalizó la ejecución del emboquille a media sección en marzo del 2016 sin incidencias de consideración y mostrando una situación estable hasta la actualidad. La estabilidad global de la excavación se ha mantenido en todo momento sin mostrar ni apertura de juntas por encima de la excavación ni movimientos de consideración.

Finalmente, se instaló un tratamiento de impermeabilización exterior que limita la filtración de agua de escorrentía superficial al interior del túnel, protegiendo la estructura de falso túnel de los daños causados por el agua.



Figura 8. Secuencia de ejecución del portal de salida del túnel Yanango

5. CONCLUSIONES

El Túnel de Yanango se encuentra en una ubicación montañosa, donde el diseño de los emboquilles ha presentado dificultades muy diferentes a las enfrentadas habitualmente, concurriendo un buen número de factores que dotan de complejidad a estos sectores.

Sin embargo, la ejecución de ambos portales se ha realizado con éxito gracias a la selección de un método constructivo adecuado y al continuo seguimiento de la obra que ha permitido adaptarse a las variaciones del terreno.

En el portal de entrada, el planteamiento de una excavación en fases y monitorización continua de la misma para validar progresivamente el diseño propuesto y el método de excavación, se ha mostrado como un método eficaz para garantizar la estabilidad de la excavación.

En el portal de salida, el análisis previo de la calidad del macizo rocoso combinado con el seguimiento continuo de las condiciones del frente para confirmar las hipótesis de partida, se ha reafirmado como un método poderoso para validar el diseño empleado.

En ambos diseños ha sido fundamental el análisis de detalle realizado en las fases iniciales de obra, en el que se analizaron las características específicas de los emboquilles con sus problemáticas particulares y se plantearon soluciones a medida que trataban de minimizar o eliminar las características más desfavorables.

Aunque el diseño de soluciones no fue responsabilidad directa de la supervisión, una actitud de colaboración entre el contratista y la supervisión de obra han logrado alcanzar alternativas de consenso mejores a las diseñadas originalmente, así como un clima de trabajo proactivo en el que los plazos y el presupuesto de la obra se han respetado.

La principal evidencia tras los diseños realizados es que la colaboración conjunta entre el diseño de trazado y la información geológica disponible es fundamental para generar soluciones viables y que den lugar a los actuales criterios de calidad de los diseños realizados.

REFERENCIAS

- Anbagalan, R., Singh, B. and Bhargava, P., 2003. Half tunnels along hills roads of Himalaya. An innovative approach. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18: 411-419.
- Barton, N.R., Lien, R. and Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech*, 6(4): 189-239.
- Bhawani Singh, Professor (Retd). IIT Roorkee. Rajnish K. Goel. VOLUME 5. *Tunnelling in Weak Rocks*. Scientist F. CMRI Regional Centre, Roorkee, India.

PREVENCIÓN DE INESTABILIDADES EN LA CONTENCIÓN DE UNA EXCAVACIÓN AL PIE DE UNA LADERA

**Jorge CASTRO*, Juan CASANUEVA†, Jorge CAÑIZAL*, Almudena DA COSTA* y
César SAGASETA***

* Grupo de Geotecnia
E.T.S. Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Cantabria

† Casanueva y Magallanes Consultores Ingenieros

RESUMEN

Para la realización de una nave industrial ha sido preciso ejecutar una excavación de cerca de 10 m de profundidad al pie de una ladera de pendiente elevada y con signos de inestabilidad. Esto ha llevado a adoptar una solución de excavación mediante una pantalla de pilotes anclados al terreno con varios niveles de anclaje. Por otra parte, se ha mejorado la estabilidad de la ladera por medio de elementos hincados a medio talud y anclados en cabeza, así como por un drenaje interno de la misma. También ha sido necesario estabilizar las zonas superficiales de la ladera que presentaban mayor pendiente por medio de mallas de acero bulonadas. Para el diseño de las soluciones adoptadas se han realizado análisis de equilibrio límite y análisis por elementos finitos. También se ha instrumentado la excavación y la ladera mediante inclinómetros, células de carga en cabeza de anclajes y topografía convencional.

1. INTRODUCCIÓN

La construcción de una nave industrial en Cantabria ha requerido de la ejecución de una excavación de cerca de 10 m de profundidad al pie de una ladera de pendiente elevada y con signos de inestabilidad, lo que ha obligado a diseñar y construir estructuras de contención

singulares, así como una auscultación detallada tanto de la ladera como de las estructuras de contención.

La nave industrial se encuentra al pie de una ladera con síntomas previos de inestabilidad entre un monte y un arroyo (Figura 1). La nave industrial se encuadra en una parcela de dimensiones aproximadas 280m×90m y una orientación aproximada noroeste-sureste. La parcela presentaba una ligera pendiente ascendente hacia la parte sureste. En dicha zona, la parcela presenta mayor anchura y se ejecutó una nave de planta baja y gran altura. En la parte noroeste, se ejecutó un edificio con una planta de sótano. Es precisamente en esta zona, y debido a la planta de sótano, donde las profundidades de excavación para ejecutar la nave son mayores. Para ello, en todo el contorno de la parcela se diseñó una pantalla de pilotes de características y altura variable, distinguiéndose y numerándose distintos tipos (Figuras 1 y 2).

En este artículo se detallan los signos de inestabilidad previos a la ejecución de la nave industrial y durante la ejecución de la misma (Sección 2), la caracterización geotécnica de la zona (Sección 3), los análisis por equilibrio límite realizados y las medidas correctoras adoptadas (Sección 4), los cálculos numéricos por elementos finitos realizados y medidas correctoras adicionales (Sección 5) y el resultado de la instrumentación realizada (Sección 6).

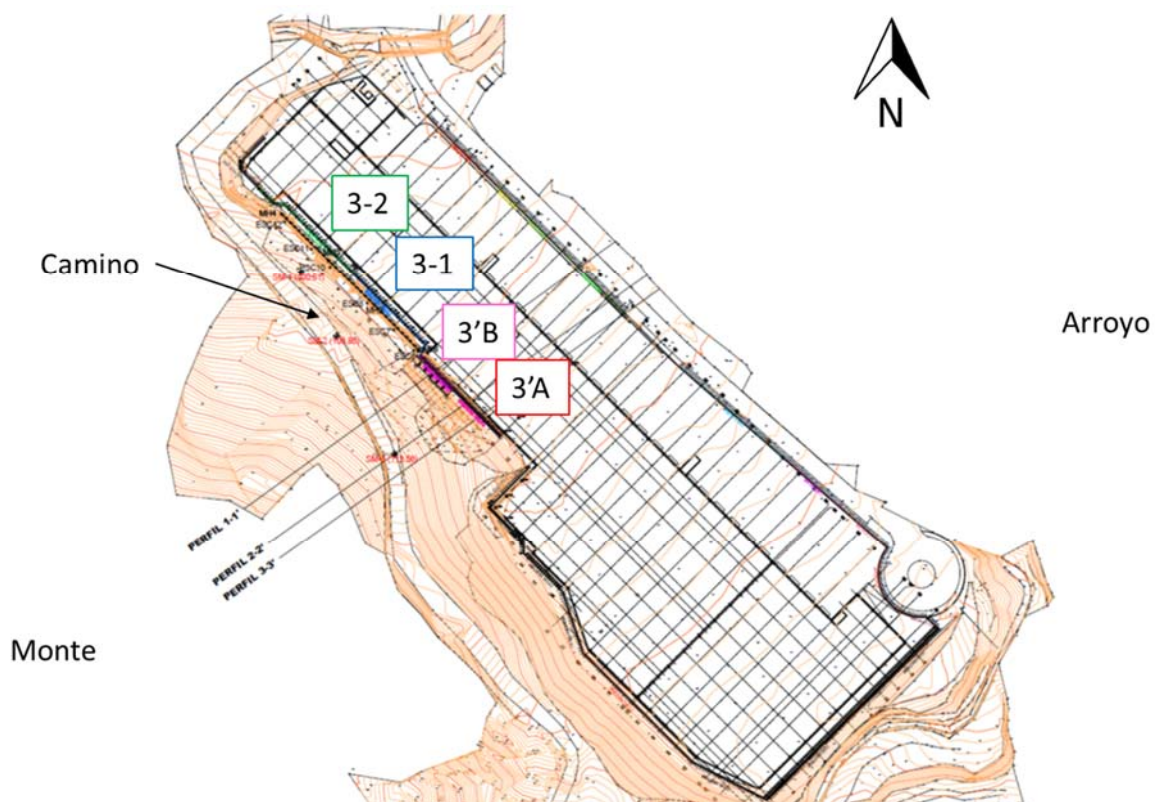


Figura 1. Planta general de la parcela y distintas zonas de la pantalla de pilotes estudiadas.



Figura 2. Vista general de la pantalla en la zona más crítica (2/4/2014) en una fase previa a la excavación máxima.

2. SIGNOS DE INESTABILIDAD

Con anterioridad a los trabajos de construcción de la nave industrial, y durante la ejecución del polígono industrial, en la parcela se realizaron unos trabajos de explanación. Como parte de estos trabajos se ejecutó un muro de escollera en el talud existente al noroeste de la parcela (Zonas de la pantalla tipo 3-1 y 3-2) (Figura 2). En la zona anexa a este muro de escollera se produjeron deslizamientos importantes en diciembre de 2010 (Zona de la pantalla tipo 3'B) (Figura 3a) y en marzo de 2013 (Zona de la pantalla tipo 3'A) (Figura 3b). El primero de ellos se reparó inicialmente con un revestimiento de escollera y a raíz de un estudio geotécnico para el proyecto de mejora y refuerzo de taludes se ejecutó un muro anclado en la parte inferior (Zona 3'B) (Figura 2). El deslizamiento de marzo de 2013 se produjo tras unas fuertes lluvias y la solución que se adoptó para este deslizamiento fue realizar el saneo de la masa deslizada, retranquear el talud una distancia aproximada de 2-3m y realizar un revestimiento de escollera desde el pie del talud y por encima de la pantalla anclada para rellenar el saneo y retranqueos realizados (Figura 2).

Dados los signos de inestabilidad existentes en la ladera se fueron realizando distintas medidas de control y seguimiento. En septiembre de 2011 se instalaron dianas de seguimiento topográfico en la parte superior del muro de escollera ejecutado como parte de las obras del polígono en las zonas 3-1 y 3-2. Al inicio de las obras de ejecución de la nave industrial (abril 2013) se habían registrado movimientos de 2 cm en estas dianas. Por esta razón y dados los signos de inestabilidad existentes, al inicio de las obras de la nave industrial se instalaron tuberías inclinométricas en el trasdós del muro de escollera.

Durante la ejecución del vaciado al abrigo de la pantalla de pilotes en la parte noroeste de la parcela durante el invierno de 2014, se registraron importantes movimientos que hicieron necesario replantear la solución constructiva inicial.

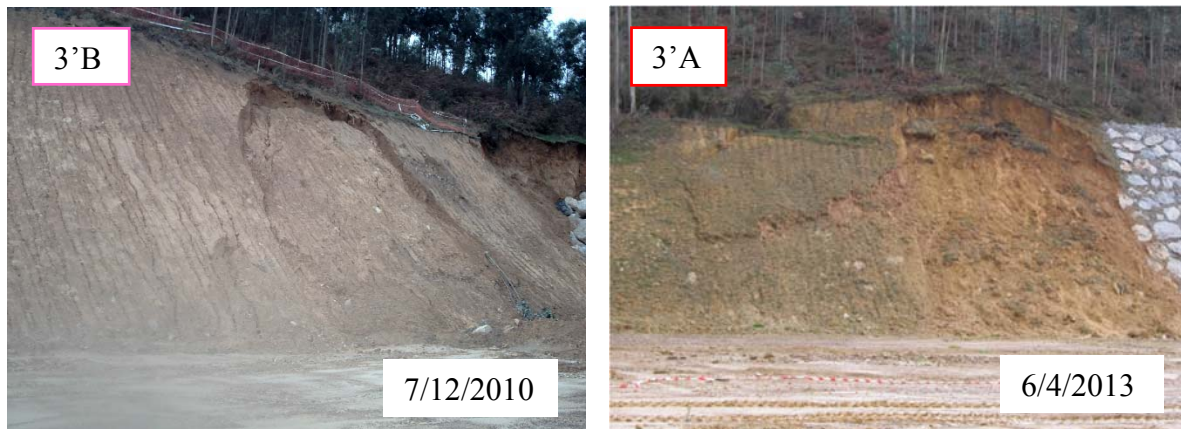


Figura 3. Deslizamientos previos a la construcción de la nave industrial.

3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Los estudios geotécnicos realizados indicaban que el entorno geotécnico y la topografía eran desfavorables para la estabilidad de los taludes existentes en el trasdós de la pantalla, en particular en la zona de la pantalla tipo 3'A.

La parcela se encuentra en la zona de influencia de la falla de Laredo-La Peña que, al igual que la parcela, presenta una orientación NO-SE. Según el mapa geológico de Castro Urdiales, en la parte más oriental de la falla, donde se encuentra la parcela, se presenta una tectónica de pequeños bloques, quizá por la influencia del Keuper en esta zona más débil. Esta tectónica de pequeños bloques es la que puede explicar las dificultades en la localización del sustrato rocoso en la parcela y las discontinuidades en la roca caliza detectada en las perforaciones de los anclajes y los pilotes de la pantalla. La parcela se sitúa al pie de una ladera donde se han detectado paleodeslizamientos, confirmados por la aparición de material deslizado en los sondeos realizados en la ladera. Al pie de la parcela se sitúa un arroyo también con orientación NO-SE, al igual que la falla de Laredo-La Peña y la parcela (Figura 1). Por los lados de la parcela descenden sendos arroyos afluentes del arroyo principal situado al pie.

El reconocimiento del terreno y los parámetros geotécnicos que se presentan a continuación se limitan a la zona de influencia de la ladera analizada en este artículo y por lo tanto no incluyen de forma específica la campaña realizada para el estudio geotécnico inicial (calicatas, sondeos y penetrómetros dinámicos). El análisis se centra en los resultados obtenidos en 3 sondeos realizados en la ladera y en la información recopilada durante la ejecución de los pilotes y anclajes de la pantalla. Los dos primeros (SM-1 y SM-2) se realizaron durante el estudio geotécnico para el proyecto de mejora y refuerzo de los taludes de la parcela del polígono industrial y se encuentran en la zona de la pantalla denominada 3-1 y 3-2. El tercero (SM-3) se realizó posteriormente en mayo de 2014 en la zona más crítica denominada 3'A.

De forma general, en la ladera se encuentra material deslizado que se ha descrito como limo arenoso o arcilla limosa marrón-ocre con gravilla y grava de arenisca completamente alterada. A profundidades variables aparecen bloques de roca caliza altamente fracturada, o el propio sustrato rocoso calizo. En concreto, en el sondeo SM-3 se detectó la roca a 10 m de profundidad. Sin embargo, la variabilidad de la misma hace difícil su extrapolación a lo largo del perfil, ya que en las perforaciones de anclajes realizados en esa zona y situados a escasos metros de distancia no se detectó.

Ensayo	Muestra	c (kPa)	ϕ (°)	Finos (%)	LL (%)	IP (%)	w (%)
¹ Triaxial CU	MI SM-1 (9.0-9.6)	10	25.8	57	29-NP	11-NP	23
	MI SM-2 (16.6-17.2)						
² Triaxial CU	MI SM-2 (4.0-4.6)	40	23.0	57	32	12	15
³ Corte directo CD		25	24.5			24	25
³ Corte directo CD residual	TP SM-1 (7.1-7.4)	0	18.0	92	52		

¹ Arcilla arenosa marrón-ocre con nódulos negruzcos. Probetas rompen por planos de debilidad preexistentes.

² Limos arenosos y arcillas limosas con gravillas. 2de3 probetas rompen por planos de debilidad preexistentes.

³ Arcilla limosa con nódulos y vetas negruzcas.

Tabla 1. Parámetros resistentes obtenidos de ensayos de laboratorio.

En los otros dos sondeos (SM-1 y SM-2), además de la obtención de muestras y ensayos habituales de caracterización (SPT, granulometría...), se realizaron 5 ensayos presiométricos, 2 ensayos triaxiales C-U y un ensayo de corte directo C-D con determinación de resistencia residual. En la Tabla 1, extraída del estudio geotécnico para el proyecto de mejora y refuerzo de taludes, se muestran los valores de los parámetros resistentes del terreno - cohesión y ángulo de rozamiento - deducidos a partir de los ensayos de laboratorio.

4. ANÁLISIS MEDIANTE EQUILIBRIO LÍMITE

4.1. Bases de cálculo y parámetros

Para el análisis numérico de la estabilidad se ha empleado un método de equilibrio límite por fajas o rebanadas con superficies de rotura circulares. Se ha utilizado el método de Morgenstern-Price y el código comercial Slope/W (GeoSlope, 2012), con la hipótesis de una usual distribución semisenoidal para la tensión de contacto entre rebanadas. Para determinar unos parámetros medios resistentes del terreno, se ha establecido un análisis conjunto de las trayectorias resultado de los ensayos triaxiales y de corte directo realizados, y citados en el apartado anterior. Al estudiar superficies de rotura que engloban a la totalidad de la masa del terreno, no se han considerado los valores de los parámetros residuales, que podrían ser representativos tan sólo de una posible superficie de deslizamiento fósil pero no del conjunto del terreno.

Por otra parte, es frecuente que los suelos presenten una zona superior más alterada y de menor resistencia, afectando normalmente al parámetro cohesivo. Para la definición del espesor de dicha capa y de su resistencia se han establecido análisis de los deslizamientos recientes en la ladera estudiada, según se indica en el siguiente apartado. De forma esquemática, las unidades geotécnicas diferenciadas y sus parámetros de cálculo se recogen en la Tabla 2.

Nombre	Tipo*	γ_{ap} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Roca caliza	Undrained	27	27	2000	-
Limos (en superficie)	M-C	20	20	5	26
Limos (en profundidad)	M-C	20	20	20	26
Pedraplén	M-C	19	19	5	47
Pantalla (hormigón)	Undrained	25	25	1000	-

* Tipo de terreno referido al modelo de comportamiento del programa utilizado en los cálculos numéricos (Slope/W).

Tabla 2. Unidades geotécnicas y sus parámetros de cálculo.

4.2. Análisis retrospectivos de deslizamientos previos

El objetivo de estos análisis retrospectivos era comprobar la validez y mejorar el conocimiento de los parámetros geotécnicos e hipótesis de cálculo empleados. De esta forma se analizaron dos deslizamientos previos: el ya comentado en la zona de la pantalla tipo 3'A que se produjo en marzo de 2013 (Figura 3b) y los deslizamientos estacionales que se describían en los taludes excavados al borde del camino no pavimentado que discurre por la ladera (Figura 1).

El análisis retrospectivo del deslizamiento de marzo de 2013 permitió comprobar una situación precaria en cuanto a estabilidad de toda la ladera (F.S.=1.00). En este análisis se consideró un nivel freático (N.F.) elevado que se corresponde con la situación existente a fecha del deslizamiento tras unas fuertes lluvias. Se observó que la profundidad de la superficie de rotura era de unos 3-4 metros, coincidente con una superficie de flujo preferente de agua subparalela a la ladera. En los análisis por equilibrio límite, se consideró que el material que forma la ladera se encuentra más alterado en la parte superficial y se han diferenciado dos materiales, uno para los 5 m más superficiales con una cohesión inferior (5 kPa) y el resto con una cohesión más elevada (20 kPa) (Tabla 2), manteniendo el mismo valor del ángulo de rozamiento. En esta distinción de materiales, se ha tenido en cuenta que, en la parte inferior de la ladera, durante la explanación realizada para la ejecución del polígono, los suelos de la capa superficial se han eliminado, por lo que el terreno existente debe corresponder a las características del material más profundo. Esto permite explicar que el deslizamiento no afectase directamente al pie del talud, tal como se apreció durante su estabilización mediante la sustitución del material deslizado por un escollerado.

Por otra parte, en el camino que discurre a media ladera y de forma estacional, se observaban fenómenos de inestabilidad en los taludes excavados en el borde del camino. Éstos se reactivan al siguiente invierno durante las épocas más lluviosas. La pendiente de estos taludes está entre el 2H:3V y el 1H:2V. Los análisis retrospectivos confirman esta situación de estabilidad precaria (F.S.=1.19); no obstante, se trata de un cálculo aproximado dadas las incertidumbres en el perfil concreto del talud al pie del camino, la posición del nivel freático, el pequeño tamaño de las inestabilidades...

4.3. Análisis de estabilidad de la ladera durante la excavación

Como se verá más adelante, en abril de 2014 durante la excavación del sótano en la parte noroeste del edificio, la auscultación indica movimientos preocupantes en la ladera. Esta situación de estabilidad precaria se confirmó en el análisis por equilibrio límite (F.S.=1.12). Se tomó una sección en la zona de la pantalla 3'A como crítica para todo el análisis. Debido a la geometría del talud y a la ubicación del sustrato rocoso detectado en los sondeos y perforaciones, no cabe esperar que la superficie pésima afecte a la pantalla discurriendo por debajo de la misma, ni tampoco a través de ella por la elevada resistencia del hormigón (pilotes $\Phi 1000$ con espaciados de 1,10 y 1,20 m). Por ello, la longitud de pantalla y los anclajes ejecutados no son relevantes en el análisis y la pantalla se ha modelado considerando únicamente la resistencia del hormigón, sin anclajes (Figura 4).

4.4. Medidas correctoras

Para mejorar las condiciones de estabilidad de la ladera se propusieron las dos medidas correctas siguientes:

- Rebajamiento del nivel freático mediante drenes californianos (DC) de una longitud aproximada de 25 m en dos zonas: en el camino superior y en cabeza de la pantalla.
- La ejecución de una pantalla de carriles hincados arriostrada en cabeza por una viga de hormigón y anclada. Se planteó esta solución porque el camino es un punto de fácil acceso para su ejecución. Además, se registraron algunas grietas en el mismo, producidas por los movimientos generados en la ladera y se deseaba proteger este camino de una forma rápida.

Los carriles hincados se dispusieron en dos filas al tresbolillo con una separación entre filas de 0.6 m y entre carriles de 1 m. Los carriles empleados fueron de 54 kg de peso y 5.8 m de longitud. La longitud prevista de cada elemento era de unos 10 m pero finalmente el rechazo en la hincada de los carriles se obtuvo a una profundidad muy variable a lo largo de toda la pantalla debido a la irregularidad del sustrato rocoso, oscilando entre 7 y 30 m. La pantalla de carriles se dispone a un lado del camino y por la imposibilidad de ejecutar unos anclajes en esta zona, los anclajes se realizaron en la margen interior (superior) del camino (Figura 5). Se dispusieron 7 anclajes de 40 T con una separación de 3.5 m. Su inclinación era de 30°, con una longitud libre de 8 m y una longitud de bulbo de 16 m. Las cabezas de los anclajes se unieron con una viga de hormigón y esta se unió a la pantalla de carriles mediante barras Gewi $\phi 50$, tesadas a 18 T.

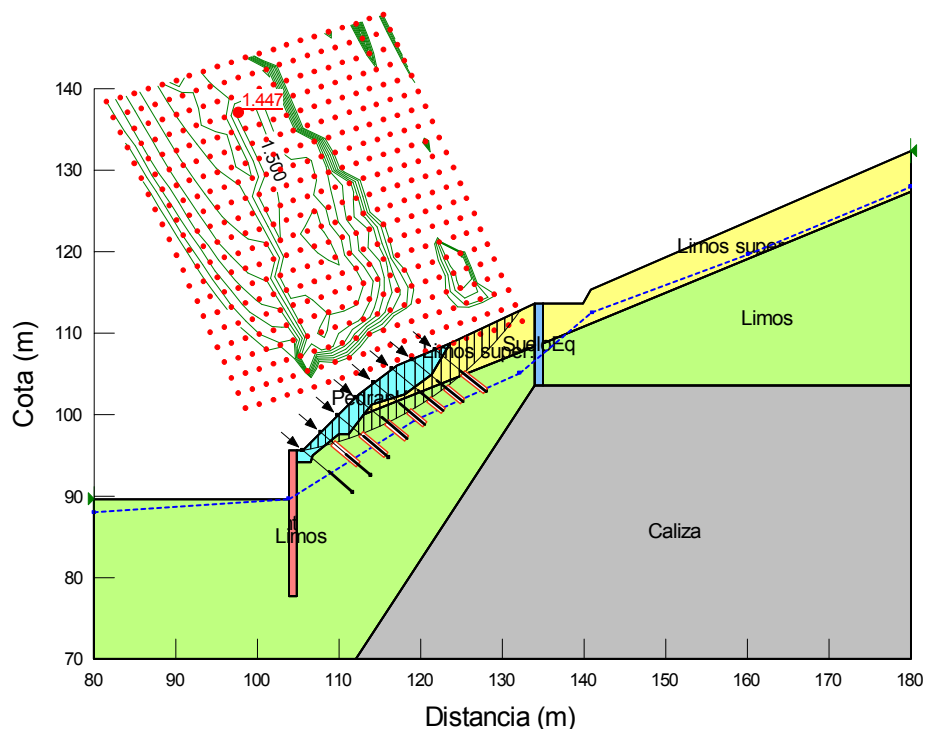


Figura 4. Estabilidad de la ladera con malla de acero reforzada con cables y bulonado de protección de la escollera. Círculos superficiales.

Para modelar los carriles hincados en el código Slope/W, se ha empleado un terreno equivalente y con una resistencia a cortante de 300 KPa, equivalente a la suma de fuerzas de reacción de 10 T/ml en cabeza de pantalla de carriles y de 20 T/ml en el contacto de dicha pantalla con la roca, si dicha pantalla se considera apoyada en sus extremos.

En la Tabla 3 se resumen los factores de seguridad obtenidos para las diferentes combinaciones. En conjunto, con las dos medidas propuestas, el coeficiente de seguridad alcanza valores razonables de 1.44. En este análisis se han considerado las superficies que afectan la globalidad del talud del entorno de la excavación (hasta 50 o 60 m por detrás de la misma), descartando los círculos superficiales que afectan al pedraplén o escollera. Para estos círculos superficiales, el coeficiente de seguridad se sigue manteniendo bajo, inferior a 1.25. Son locales y no corresponden a una rotura generalizada, pero sí pueden movilizar un volumen considerable de terreno cuya caída podría afectar en un futuro a la nave.

Cálculo	Factor seguridad
Situación actual (elevado NF)	1.12
Con rebajamiento NF (estimado de los DC)	1.33
Con carriles	1.21
Con rebajamiento NF y carriles	1.44

Tabla 3. Resumen de los cálculos de estabilidad de la ladera durante la excavación (abril 2014).

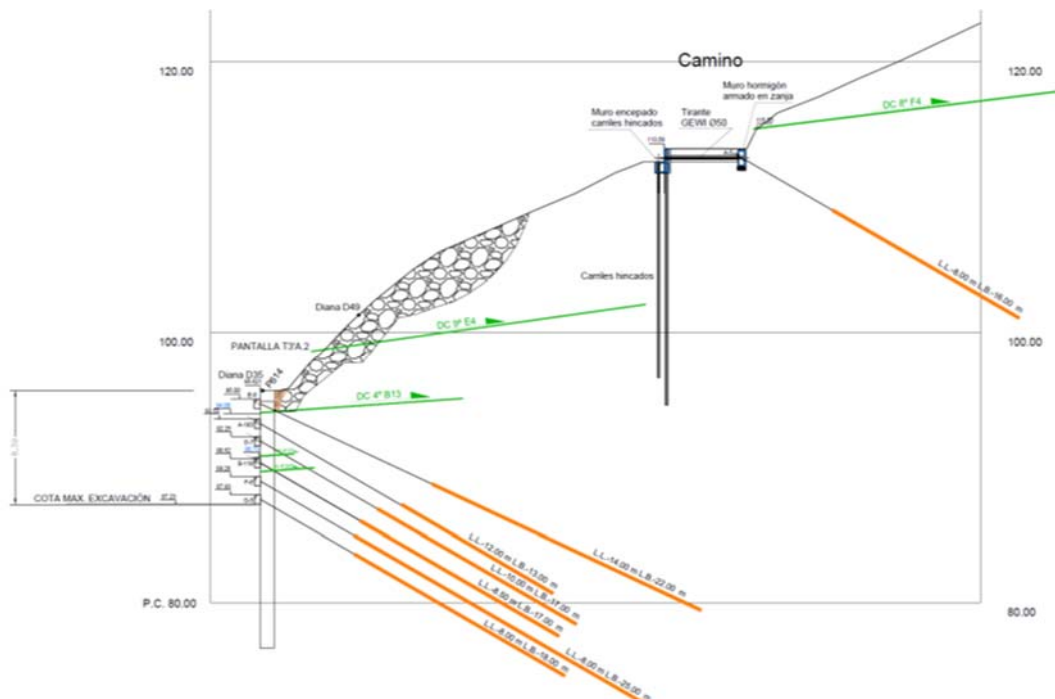


Figura 5. Esquema de la solución propuesta (no se muestra el revestimiento de protección de la escollera con malla de acero reforzada con cables fijados mediante bulones largos).

El bajo valor del coeficiente de seguridad de estos círculos superficiales era acorde con los movimientos registrados en las dianas que se situaban en esta zona del revestimiento. Por todo ello se consideró necesario colocar sobre el revestimiento una malla de triple torsión y red de cables fijados al terreno mediante bulones largos que penetren por debajo de las superficies pésimas. Así, los bulones propuestos permiten incrementar el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento de los círculos superficiales hasta valores similares a los círculos profundos y próximos a 1.5 (Figura 4).

Una ventaja adicional de esta solución es que la malla de acero reforzada con cables también puede evitar el movimiento y caída puntual de algún bloque del escollerado o bolo que pueda impactar en el edificio situado al pie de la ladera. A lo largo de la vida útil del mismo, será necesario realizar algunas tareas de supervisión y conservación de esta protección, así como una posible eliminación de bloques sueltos por él contenidos.

5. ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS

La situación de estabilidad precaria de la ladera durante los primeros trabajos de excavación y anclaje de la pantalla provocaron apreciables movimientos en la misma. Estos movimientos produjeron un alargamiento en los cables de anclaje y repercutieron en un aumento de las cargas de los anclajes respecto a las de tesado y nominal previstas, en particular en la primera fila de anclaje. Ello provocó que su coeficiente de seguridad

frente a rotura disminuyese notablemente y, en el caso de la primera fila, estuviera próximo a agotarse.

Se consideró oportuno realizar un modelo tenso-deformacional del problema mediante el código de elementos finitos Plaxis 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012), para analizar esta situación y la interacción entre la ladera, la pantalla y los anclajes poder valorar y comparar los movimientos de la pantalla y de la ladera con los medidos. Este análisis sirvió, asimismo, para plantear medidas correctoras para los anclajes que mantuvieran la seguridad adecuada. Un ejemplo del modelo y malla de elementos finitos empleada en el análisis se recoge en la Figura 6.

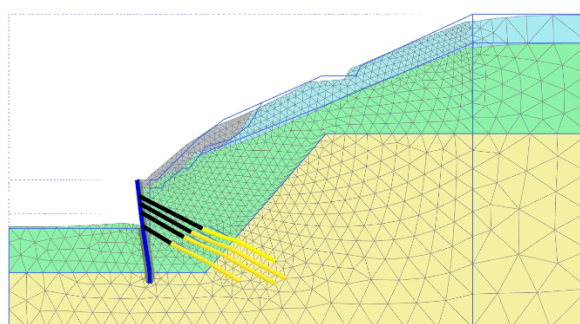


Figura 6. Modelo de elementos finitos. Movimientos (magnificados x20) en Abril 2014 previamente a la ejecución de medidas correctoras.

Los análisis por elementos finitos permitieron comprobar la situación de estabilidad precaria de la ladera y el aumento de las fuerzas en los anclajes. En la situación de diseño se preveían 4 filas de anclajes denominadas (An1, An2 y An3a y An3b) y en base a los análisis realizados se decidió ejecutar dos filas adicionales (In1 y Fsup). Se ejecutó una fila de anclajes al nivel de la excavación a fecha de abril 2014, fila intermedia (In1), pero los análisis mostraron la necesidad de ejecutar otra fila adicional en cabeza de la pantalla (Fsup) para descargar los anclajes inicialmente ejecutados y cuyas cargas habían aumentado notablemente (Figura 7). La ejecución de esta fila superior requirió proteger la pantalla mediante plástico y geotextil y volver a rellenar hasta la cota de cabeza de la pantalla, pero resultó una solución satisfactoria como muestran las medidas de fuerza en las cabezas de anclaje. Además, la concordancia entre las medidas de la fuerza de anclaje y las predicciones del modelo numérico ha sido buena durante las distintas etapas de excavación y ejecución de anclajes (Figura 7).

6. INSTRUMENTACIÓN

Dada la problemática existente durante la ejecución de las obras se fueron instalando diferentes equipos de medida que han permitido una auscultación exhaustiva de la ladera en toda la zona 3 y 3'. De forma general, se han instalado los siguientes equipos de medida:

- Células de carga en anclajes representativos (un anclaje por fila) en las zonas 3 y 3'.
- Inclínómetros en la parte posterior de la pantalla, 4 anclajes en la zona 3' y 6 en la zona 3.
- Dianas de control topográfico distribuidas en el revestimiento de escollera y en el muro anclado de la zona 3.

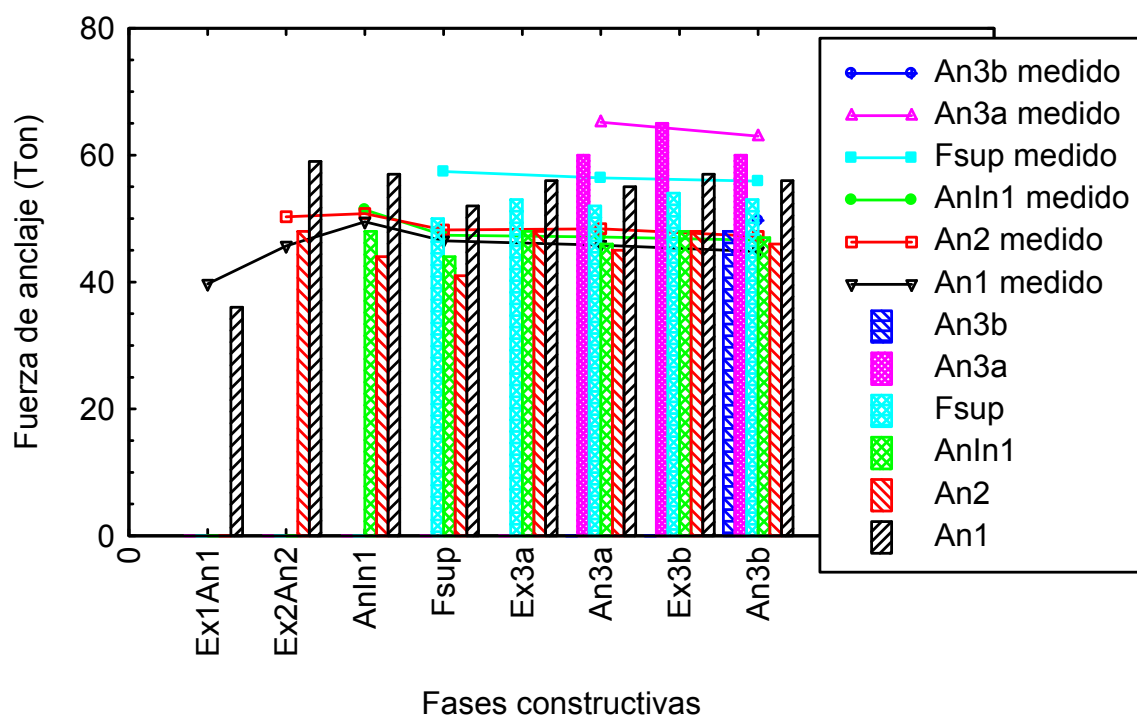


Figura 7. Variación de la fuerza de anclaje durante el proceso de excavación. Comparación con el cálculo por elementos finitos realizado.

Los movimientos medidos por los inclinómetros y las dianas de control topográfico fueron apreciables hasta mayo de 2014, con ritmos de movimiento que llegaron hasta los 0.5 mm/día en los inclinómetros I-610 e I-617 (Figura 8). Este ritmo de movimiento es acorde al coeficiente de seguridad calculado mediante equilibrio límite ($F.S.=1.12$) (Leroueil, 2001). En torno al verano de 2014 se ejecutaron las principales medidas correctoras propuestas (drenes californianos, filas adicionales de anclaje y pantalla de carriles anclada en el camino), lo que permitió estabilizar los movimientos a partir de mayo de 2014. A partir de esa fecha, los movimientos registrados son prácticamente constantes, salvo ligeras oscilaciones achacables a movimientos estacionales, rango de precisión de las lecturas y algunas actuaciones realizadas en la obra, como por ejemplo la ejecución en el verano de 2015 de la malla de triple torsión con red de cables fijados mediante bulones o la ejecución de la solera y forjados del edificio.

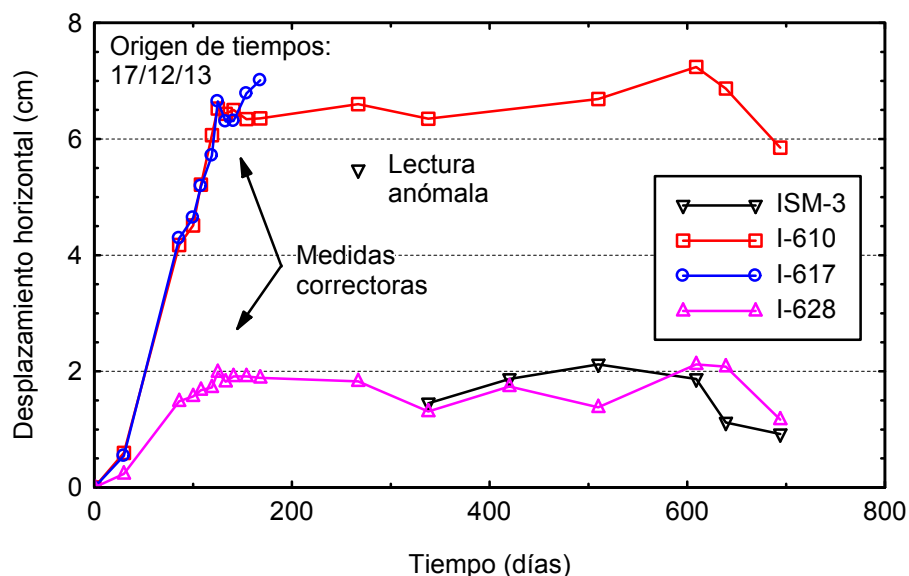


Figura 8. Movimientos registrados por los inclinómetros.

7. CONCLUSIONES

La ejecución de una excavación de cerca de 10 m de profundidad para una nave industrial al pie de una ladera con signos de inestabilidad ha requerido la ejecución de una pantalla de pilotes con varios niveles de anclaje. También se mejoró la estabilidad de la ladera por medio de carriles hincados a medio talud y anclados en cabeza, así como por un drenaje interno de la misma. También fue necesario estabilizar las zonas superficiales de la ladera que presentaban mayor pendiente por medio de mallas de acero bulonadas. Para el diseño de las soluciones adoptadas se han realizado análisis de equilibrio límite y análisis por elementos finitos, cuyas predicciones han sido acordes a la auscultación realizada mediante inclinómetros, células de carga en cabeza de anclajes y topografía convencional.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la colaboración y ayuda proporcionada por todos los profesionales y entidades involucradas en la ejecución de los trabajos a los que se refiere este artículo (Jefe de Obra y Constructora, Dirección de las Obras, etc.). Especial mención merecen la empresa propietaria y su Jefe de Proyectos, por su paciencia en los momentos más difíciles y habilidad en la gestión de los medios y las soluciones propuestas.

REFERENCIAS

- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Swolfs, W.M. 2012. Plaxis 2D Manual. Plaxis bv, the Netherlands.
- GeoSlope. 2012. Stability Modeling with SLOPE/W. An Engineering Methodology. July 2012 Edition. GeoSlope Int. Ltd, Calgary, Canada.
- Leroueil, S. 2001. Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. *Geotechnique*, 51: 197-243.

TÉCNICAS DE ESTABILIZACIÓN TRAS LA REACTIVACIÓN DE UN GRAN DESLIZAMIENTO EN TOLOSA (GUIPÚZCOA).

Fernando PUELL*, Javier MARÍN†

* Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Orbis Terrarum.

† Ingeniero Civil, Máster en Ingeniería Geológica.
Orbis Terrarum.

RESUMEN

El deslizamiento descrito en esta comunicación se sitúa en la Ctra. N-I, más concretamente en el P.K. 437,200 y en la margen derecha de la vía (dirección San Sebastián), dentro del Término Municipal de Tolosa (Guipúzcoa). En febrero de 2015 tuvo lugar un gran deslizamiento que destruyó una estación de servicio. Este suceso ocurrió tras varios episodios de deslizamiento en años anteriores. Se describen las etapas seguidas en las fases de construcción de los principales elementos de sostenimiento; soil-nailing, zanjas drenantes, anclajes IRS, y pantalla de pilotes principalmente. También se detallan aspectos importantes que Orbis Terrarum controló durante la fase de ejecución de la obra..

1. INTRODUCCIÓN

Se presentan a continuación las soluciones constructivas y medidas de ejecución propuestas por Orbis Terrarum para la estabilización de un gran deslizamiento situado en el P.K. 437 + 200 de la N-I en sentido San Sebastián, en el municipio de Tolosa (Guipúzcoa), así como los condicionantes técnicos encontrados durante la ejecución del proyecto.

El deslizamiento citado tuvo lugar en febrero de 2015, con consecuencias desastrosas para la estación de servicio situada al pie del deslizamiento, quedando ésta completamente sepultada. La ladera afectada había sufrido modificaciones en su pendiente con objeto de la construcción de la citada estación de servicio en 1994, modificando la pendiente natural de unos 18-20° a un talud de unos 34° (3H:2V) con una altura de entre 3 y 5 metros habiéndolo reforzado con un muro de gaviones. Aunque no se conocen los detalles, el primero de los

deslizamientos tuvo lugar el mismo año de la construcción de la estación de servicio, derrumbándose entre 15 y 20 m del muro de gaviones, los cuales se repararon sustituyendo el trasdós del muro de material arcilloso por gravas y contrafuertes de escollera.

De nuevo, en febrero de 2013 se producen nuevos movimientos, deformando el muro y afectando al suelo de la estación de servicio, produciendo levantamientos, y formándose una gran grieta de tracción en la coronación del deslizamiento. Estos movimientos trataron de solventarse mediante un proyecto constructivo que consistió en la generación de una berma a altura variable y un talud de 50-60° complementados por una escollera hormigonada en el trasdós del muro de gaviones, dejando instalados sistemas de auscultación para controlar los movimientos de la ladera.



Fig. 1: Vista aérea de la zona de estudio en Abril de 2013 y posición de la grieta de tracción del deslizamiento.

Finalmente en febrero de 2015, tras registrar anomalías en los sistemas de auscultación, después de un periodo de fuertes lluvias y sin tiempo efectivo para llevar a cabo medidas correctoras, se produjo el siniestro que acabó sepultando el edificio de la estación de servicio. Se efectuó una actuación de emergencia en la que se retiraron tierras de la parte superior del talud, para evitar temporalmente el efecto remontante del deslizamiento.



Fig. 2: Deslizamiento de Febrero de 2015.

Tras la ejecución de diversas investigaciones, en febrero de 2016 Orbis Terrarum recibe el encargo de la elaboración de un informe de medidas de estabilización que posteriormente

derivó en la redacción del proyecto constructivo y en la dirección facultativa de las obras proyectadas, las cuales se ejecutaron con éxito entre junio y octubre de 2016.

2. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA.

La ladera objeto del presente texto se corresponde con la margen izquierda del río Oria a su paso por la localidad Guipuzcoana de Tolosa, quedando el deslizamiento situado junto al pequeño terraplén que constituye la calzada de la N-I en este punto.

Geológicamente encontramos un recubrimiento de suelo natural de la ladera formado por depósitos coluviales de espesor variable, compuestos por arcilla marrón con bastante grava e indicios de arena de consistencia firme. Estos suelos aparecen recubriendo los materiales arcillosos del Trias Keuper.

El Keuper está constituido por arcillas versicolores con cantidades muy variables de gravas y arena de consistencia firme a muy firme, siendo posible observar la presencia de yesos blanquecinos y ofitas muy alteradas.

Además de los materiales descritos, puestos en contacto con el Trias por una falla, aparecen materiales calcáreos constituidos por calizas dolomíticas, brechas calcáreas y carniolas. Estos materiales pueden aparecer tanto en niveles muy sanos como en alternancias con zonas de huecos y texturas en forma de gravas.

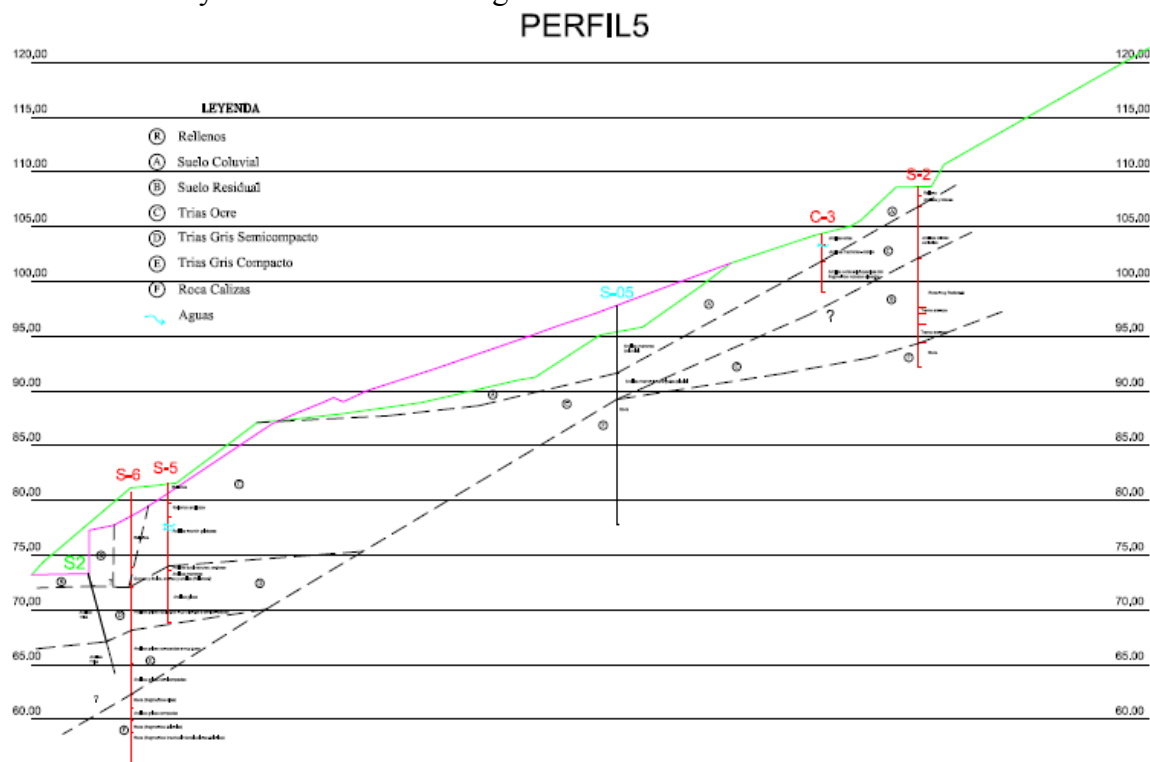


Fig. 3: Perfil geotécnico interpretado, Enero de 2016.

3. DISEÑO DE LAS MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN.

A partir de los datos disponibles de estudios geológicos y geotécnicos previos se llevo a cabo un Back-analysis modelizando la morfología y las condiciones hidrogeológicas presentadas por la ladera antes del deslizamiento, lo que permitió corroborar los parámetros asignados en los citados estudios, así como el nivel freático, para su empleo en el diseño de las medidas correctoras.

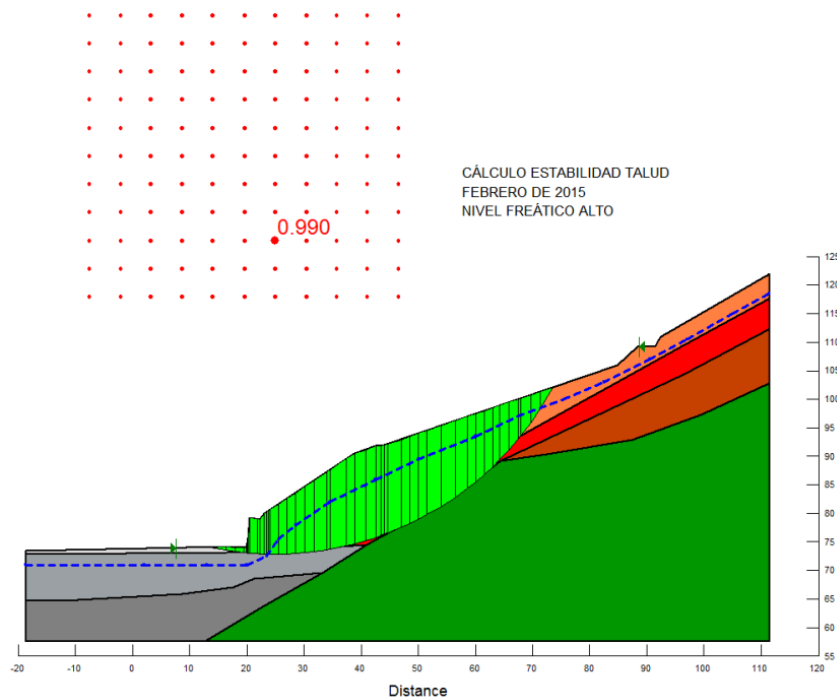


Fig. 4: Back analysis con hipótesis de nivel freático alto, Febrero de 2015. FS=0,990.

La actuación diseñada debía ser de carácter integral, actuando sobre toda la masa deslizada y estabilizándola. Así mismo era fundamental garantizar la estabilidad de los elementos de contención que permitiesen construir de nuevo la estación de servicio y evitar la acción remontante del deslizamiento ladera arriba.

Con los objetivos anteriormente descritos se diseñaron diferentes actuaciones para la estabilización del deslizamiento, las cuales se resumen a continuación:

- **Soil nailing** en la cabecera del deslizamiento, con objeto de aumentar la seguridad durante el resto de operaciones y evitar la acción remontante del deslizamiento, se proyectó una actuación de soil-nailing con bulones al tresbolillo en malla de 3x3 m y longitud de entre 4 y 5 metros.
- **Excavación y retaluzado** de la zona intermedia del deslizamiento, estableciendo una pendiente máxima de 22-23°, con el objetivo de retirar material de la zona superior y media, disminuyendo así el empuje total sobre los elementos de contención y proporcionando un talud más estable.
- **Muro de hormigón y anclajes de cables.** Como una de las medidas principales de estabilización se diseñaron anclajes activos de 8 cables con inyección repetitiva selectiva (IRS) y una profundidad total de 29 m, colocados sobre un muro de

hormigón inclinado 60° con respecto a la horizontal, que actúa simultáneamente como elemento de contención y como viga de reparto.

- **Zanjas drenantes** de 3 metros de profundidad con objeto de controlar el agua superficial y evitar subpresiones actuantes sobre los elementos de contención.
- **Pantalla de pilotes.** Dados los requerimientos de espacio para la reconstrucción del edificio de la estación de servicio, se proyectó una pantalla de pilotes como cierre de las medidas de contención en la parte frontal del deslizamiento, lo que permitía realizar un cierre completamente vertical y en la posición requerida. La pantalla está formada por pilotes de 130 cm de diámetro separados 145 cm entre ejes, con una longitud total de 12,20 m de los cuales 4 funcionan como ménsula, quedando atados mediante una viga de coronación. Así mismo, se proyectó el gunitado del frente en ménsula de la pantalla de pilotes y la ejecución de drenes californianos entre pilotes para asegurar la no retención de agua en el trasdós.
- **Muro de escollera y cierres de escollera** en los taludes. Los cierres laterales de l muro de pilotes y el resto de los taludes se diseñaron con soluciones más flexibles (muro y piel de escollera), evitando así el encarecimiento que hubieran supuesto cerrar completamente todo el talud con las soluciones estructurales descritas anteriormente.



Fig. 5: Vistas muro anclado terminado (izda) y muro de escollera y pantalla de pilotes (dcha.).

4. EJECUCIÓN Y CONTROL DE OBRA.

De cara garantizar que la ejecución de las obras se desarrollase en condiciones de seguridad se estableció en el proyecto la necesidad de realizar la obra en fases muy concretas las cuales no podrían dar comienzo hasta no haber finalizado la fase anterior. Las fases proyectadas fueron las siguientes:

- **Fase 1:** Ejecución del soil-nailing en el talud de la cabecera del deslizamiento.
- **Fase 2:** Excavación y prolongación del talud superior hasta cota de proyecto con una pendiente de 37°. Ejecución del tramo inferior del soil-nailing.
- **Fase 3:** Retaluzado general de la zona media con un ángulo de 23°. Excavación de las zanjas drenantes.
- **Fase 4:** Ejecución por bataches del muro anclado. Excavación general. Ejecución de

la pantalla de pilotes.

- **Fase 5:** Vaciado hasta cota de la estación de servicio, gunitado de la pantalla de pilotes y ejecución de drenes californianos.
- **Fase 6:** Construcción del muro de escollera al cierre del extremo sur del talud. Creación del camino de mantenimiento. Revegetación de la zona de actuación y limpieza final.

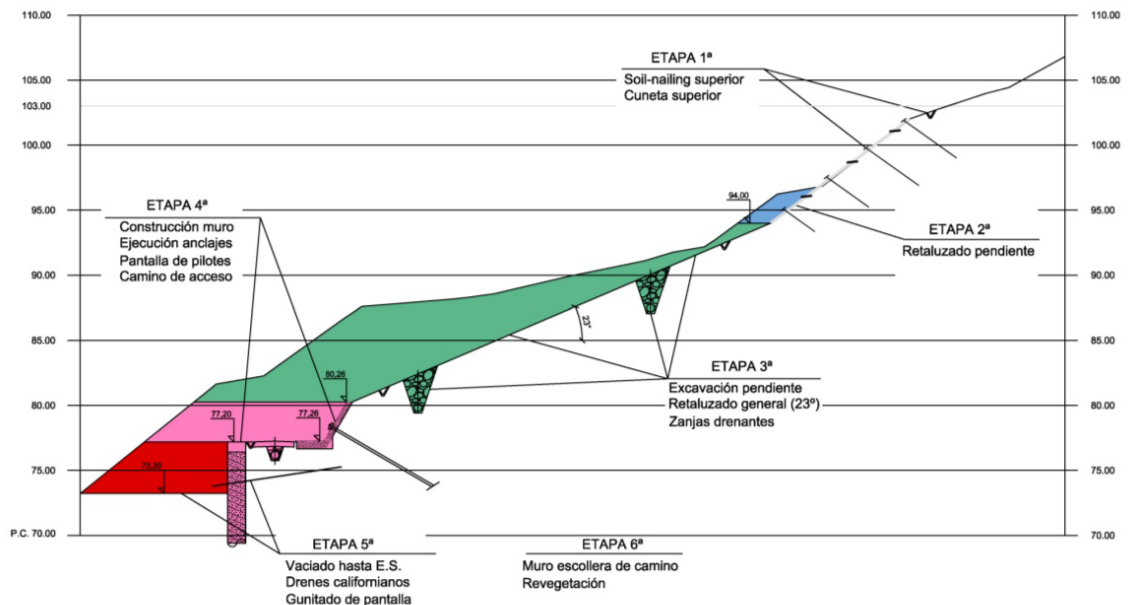


Fig. 1: Croquis etapas de ejecución de medidas propuestas.

La ejecución de las citadas medidas se llevo a cabo bajo el control de la obra por parte de la Dirección Facultativa (integrada por los técnicos de Orbis Terrarum) basada en tres líneas de actuación orientadas a asegurar el correcto funcionamiento de las medidas diseñadas:

- **Control de materiales:** Se llevo a cabo un control de recepción de todos los materiales suministrados en obra así como de aquellos “fabricados” en o para la misma (hormigones, aceros, lechadas, etc.).
- **Control topográfico:** Desde el inicio de las obras se dispusieron hitos de control topográfico que permitieron una auscultación semanal de los movimientos de la ladera, así mismo, los hitos y el procedimiento desarrollado durante la ejecución han servido de base para el actual programa de auscultación periódica.
- **Control de Ejecución:** Se estableció una vigilancia continuada de la correcta ejecución de las medidas diseñadas, realizando las pertinentes correcciones sobre los diseños iniciales, así como ensayos de integridad en pilotes y de investigación y adecuación en anclajes.

De este último punto cabe destacar las experiencias adquiridas en cuanto al diseño de ensayos de control de anclajes, los cuales permiten la comprobación de su funcionamiento in situ, tanto como la optimización de las longitudes resistentes diseñadas. Las necesidades de

plazos presentes en esta obra, obligaban a la realización de los ensayos de investigación de manera previa a la ejecución del muro de hormigón que actuaría como viga de atado y superficie de reparto.

La realización de ensayos de investigación conlleva la aplicación de cargas muy superiores a las de proyecto directamente sobre el terreno natural, esto implica la necesidad de un buen diseño de elementos de reparto que impidan que se supere la carga máxima de hundimiento y se produzca una rotura en superficie. Este condicionante obligó a la construcción de grandes dados de hormigón provisionales que sirvieran de elemento de reparto para la correcta ejecución del ensayo.



Fig. 2: Rotura del terreno en superficie.

5. CONCLUSIONES.

Ante las diferentes soluciones aportadas por varios contratistas de obras de tratamientos del terreno, el promotor optó por la realización de un proyecto de ingeniería que permitiese integrar los datos disponibles, optimizando la solución desde un punto de vista ingenieril y pensando en el largo plazo.

La experiencia de la obra objeto de la presente comunicación pone de manifiesto la importancia de un conocimiento profundo de los mecanismos involucrados en este tipo de deslizamientos que permitan un correcto análisis de los factores desencadenantes y un correcto diseño de las medidas de estabilización.

De la misma manera, la complejidad de la geología presente y de las medidas diseñadas hacen necesario la presencia de técnicos especialistas a pie de obra, lo que permite la toma de decisiones a tiempo real frente a los distintos imprevistos o dificultades encontradas durante la ejecución de las obras sin incurrir en modificaciones que hagan peligrar los conceptos en los que se basa el diseño de proyecto.

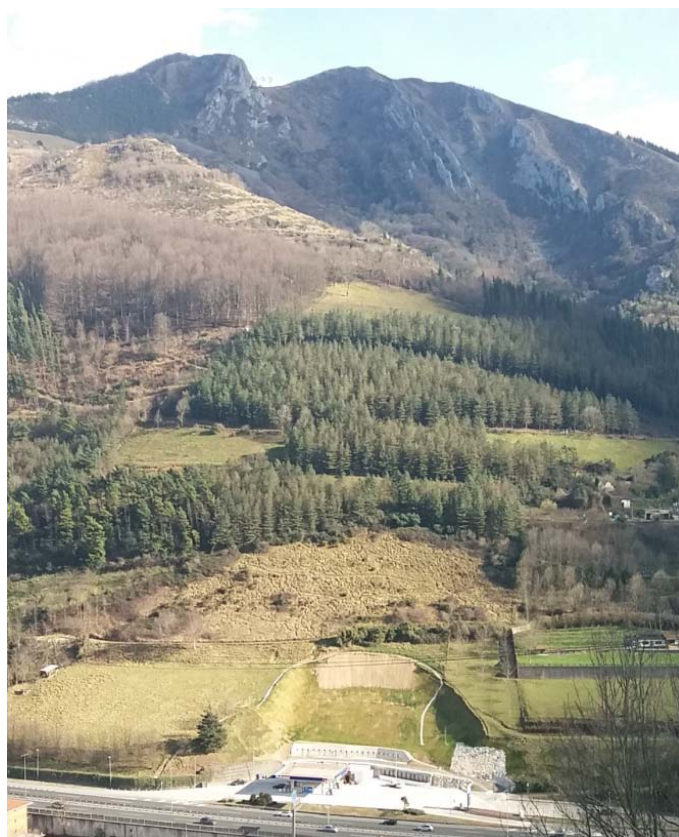


Fig. 3: Vista general obra terminada.

EL DESPRENDIMIENTO EN CORTES DE PALLAS

Juan Carlos Elipe Salmador*,

* Jefe del Servicio de Explotación de Presas Zonas Norte /Este
IBERDROLA GENERACIÓN

RESUMEN

La naturaleza tiene muchas formas de mostrar su poder generando en ocasiones grandes catástrofes. Entre ellas tenemos sin duda los desprendimientos de rocas.

En la tarde del día 6 de abril del 2015 a la altura del pk 15+650 de la carretera C-428, 14.000 m³ de roca y tierras se precipitaron dejando un pueblo incomunicado y una central hidroeléctrica de bombeo fuera de servicio.

Inmediatamente se formuló un plan de acción, cuya misión era el reponer las infraestructuras dañadas en el menor tiempo posible. El mismo contemplaba actuaciones que iban desde la reposición de accesos de forma fluvial, hasta la reposición del Edificio de Servicios Auxiliares que literalmente quedo barrido, pasando por las labores de sostenimiento, desescombros y reposición de las plataformas afectadas.

Esta obra es un buen ejemplo de actuaciones inmediatas y de urgencia ante un desprendimiento.

1. INTRODUCCIÓN

Con fecha 6 de abril, tras un periodo de intensas lluvias en la zona, se produjo el deslizamiento de una ladera situada sobre de la carretera CV-428 que da acceso a la población de Cortes de Pallas, Valencia. 14.000 m³ de roca y tierras que se precipitaron a la altura del PK 15+650 de la citada carretera, haciendo desaparecer por completo un tramo de carretera de 80m, otro ligeramente inferior correspondiente al camino de Otonel, así como el acceso y el edificio de servicios auxiliares de la central hidráulica de bombeo más grande de España

El desprendimiento generado dejó un pueblo incomunicado y una central estratégica fuera de servicio y sin acceso rodado.

De forma inmediata Iberdrola creó una ‘task force’ formada por un equipo

multidisciplinar de técnicos de la compañía para la evaluación de los daños, así como para configurar un plan de acción para acometer la restitución de lo dañado y la vuelta a la normalidad.



Figura 1: Afecciones tras el desprendimiento.

Mientras tanto, en paralelo se configuraba un plan para reponer de forma provisional los accesos perdidos. Este punto fue de los primeros a acometer, habilitando un acceso fluvial a nivel peatonal, tanto para los operarios de la central como para los vecinos del pueblo.



Figura 2: Transporte fluvial y pantalanes

Para ello fue necesario habilitar sendos pantalanes (en el lado de Margen Izquierda del embalse de Cortes y aguas arriba del desprendimiento), así como una senda para el acceso desde estos a la carretera que daba acceso al pueblo. Posteriormente se contrató un servicio fluvial que permitía el tránsito de personas durante las 24h del día.

De forma fluvial, también se pudieron transportar los materiales necesarios para poder reponer de forma provisional el funcionamiento de la central que quedó indisponible al desaparecer literalmente su sistema de Servicios Auxiliares.

En lo que respecta a la restitución de los accesos perdidos, se configuró un plan de acción que comprendía las siguientes fases:

- Fase A: protección de las instalaciones existentes, y monitorización del desprendimiento.
- Fase B: sostenimientos (provisionales y definitivos de la ladera) y desescombro

- Fase C: reposición de plataformas viarias.
- Fase E: reposición definitiva del edificio de servicios auxiliares.

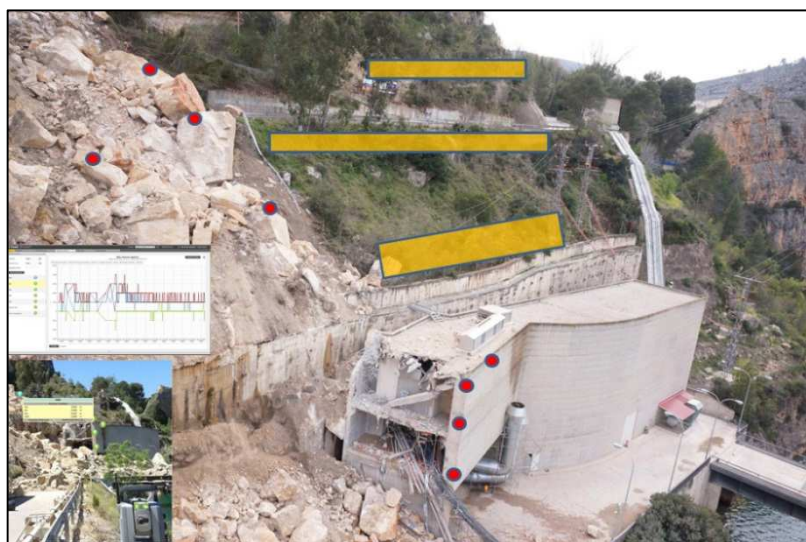
Confluyendo en muchas ocasiones trabajos de las tres fases en el mismo momento del tiempo, reposición de plataformas con la ejecución de sostenimientos definitivos.

Este artículo se centrará en el análisis de detalle de las Fases A y B, dando unas breves pinceladas de las Fases B y C, de índole más convencional.

2. PROTECCIÓN DE INSTALACIONES EXISTENTES Y MONITORIZACION (Fase A).

Se instalaron tres niveles de pantallas dinámicas, así como un sistema de monitorización de movimientos de los bloques más grandes, mediante la instalación de prismas de control con una estación total robotizada.

Las pantallas protegerían, en caso de eventuales nuevas caídas de rocas en las proximidades del



desprendimiento principal en dos edificios de servicios que quedaron en pie. El sistema de monitorización tenía como misión el mantener control sobre la estabilidad de los bloques desprendidos de mayor tamaño. Se temía que estos se movilizaran durante los trabajos o por cuestiones meteorológicas, pudiendo afectar al acceso a pie de los operarios a la estación.

Figura 3: Disposición de barreras dinámicas y de dianas de control.

3. SOSTENIMIENTOS Y DESESCOMBRO (Fase B).

La zona de estudio se sitúa en el dominio meridional de la Cadena Ibérica en su entronque con el Prebético Oriental, coincidente con el borde Oeste de la provincia de Valencia.

Estratigráficamente los materiales más antiguos que afloran corresponden a depósitos mesozoicos (dolomías del Mulchelkalk). Los más recientes, aparte de los distintos cuaternarios, corresponden al Plioceno.

Tectónica y estructuralmente la región viene definida en su mayor parte por el dominio estructural ibérico, por una influencia directa de la tectónica triásica y por una amalgama de direcciones estructurales, producidas en parte por el choque de las dos unidades geológicas citadas anteriormente.

La zona concreta del emplazamiento del deslizamiento se ciñe al macizo rocoso que coincide

con el borde Norte de la Muela de Cortes.

El tipo de terreno presente en la zona de actuación está constituido por alternancia de bancos de calizas y dolomías fracturadas, con margas.



Figura 4: Vista frontal desde el norte del macizo. Identificación de formaciones estratigráficas y de la falla intraformacional (línea roja discontinua). Se señalan también algunas discontinuidades de las familias principales: J0 (estratificación), J1(plano de deslizamiento),J2 (planos de despegue).

Dada la naturaleza de la actuación, se hacía crítico el poder definir el alcance y magnitud de la catástrofe, con el fin de poder planificar los trabajos. Para lo cual, se emplearon tecnologías de que hicieron compatible la precisión de la información, con la seguridad de las personas, dado el alto grado de indefinición de la estabilidad del desprendimiento.

Entre dicha tecnología se usaron restituciones digitales del terreno MDT usando fotogrametría digital obtenida por SARP. Con este sistema también se obtuvieron imágenes aéreas RGB. Se emplearon también modelos digitales utilizando laser SCAN, así como batimétricas con

ecosondas multi-haz para determinar el alcance del desprendimiento caído al embalse. De esta forma se obtuvo una fotografía fija del desprendimiento que permitió elaborar un plan de actuación para acometer los trabajos.

De esta forma se plantearon 5 zonas de trabajo diferenciadas atendiendo a su prioridad de actuación y a la necesidad de ordenar los trabajos desde arriba hacia abajo en aras de la seguridad de los mismos. Todas las intervenciones destacan por tener que realizarse en un talud con orografía de muy difícil acceso.

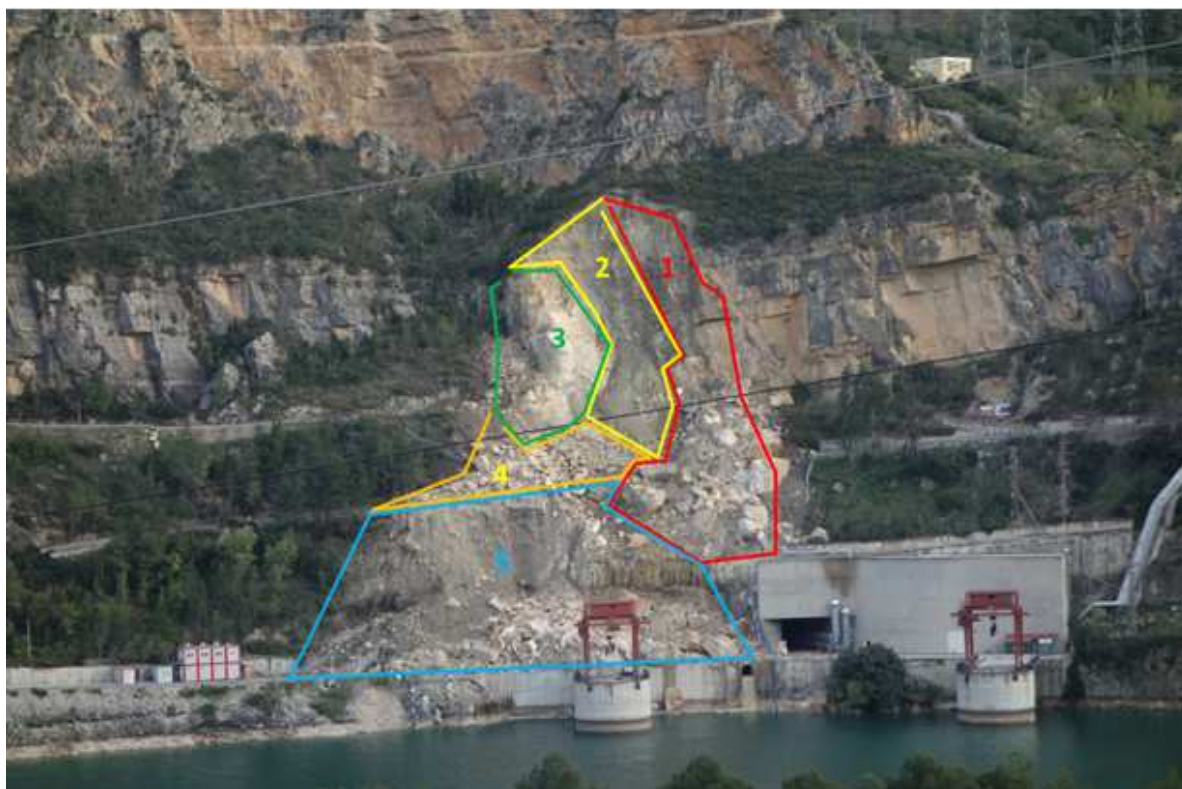


Figura 5: Distribución de zonas dentro del desprendimiento.

3.1 Actuaciones Zona 1.

Con el objetivo de minimizar el riesgo de desprendimientos y conseguir la consolidación del terreno sobre los edificios existentes y el acceso al túnel se proyectan los siguientes trabajos de acuerdo a las fases de trabajo que se indican a continuación:

Fase 1: Desbroce, saneo y consolidación de la zona del escarpe superior. Esta zona está compuesta por materiales margo-calizos y coluviales, con pendiente del talud casi vertical la convertían en una zona de riesgo de desprendimientos de materiales sueltos y bloques de pequeño tamaño muy peligrosos y susceptibles de caer sobre los operarios. Se ejecutó un saneo y reperfilado para obtener una pendiente más favorable y la consolidación mediante una malla de alambre reforzada combinada con una geomalla para la retención de los materiales

más finos. Estas labores también se realizaron en la zona del escarpe comprendida en la Zona 2.

Fase 2: Eliminación manual de bloques potencialmente inestables de manera controlada con la ayuda de alpinistas y palancas.

Fase 3: Estudio de los niveles de apoyo de los bloques, sujeción provisional y fragmentación controlada de los más grandes para su retirada. En esta fase, se planteó el “desmontaje del desprendimiento”, pasando a analizar cada una de las rocas y planteando un plan de retirada de las mismas, de forma que se mantuvieran criterios de seguridad, tanto en cuanto , la retirada de cada bloque, no rodara, ni descalzara un bloque superior susceptible de caer desde la parte superior del talud.



Figura 6: definición del “ desmontaje”
De bloques



Figura 7: Dispositivo de fragmentación pirotécnica

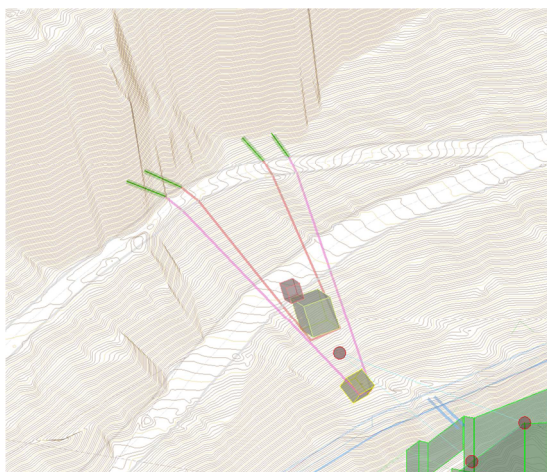
El tamaño de algunos de bloques era de tal envergadura, que resultaba imposible retirarlos mediante maquinaria convencional, de forma que fue necesaria su fragmentación en bloques más pequeños que pudieran ser ya manipulados usando maquinaria.

Para la fragmentación de los bloques, se empleó un sistema denominado “demorock”, que consiste en la fragmentación mediante el empleo de dispositivos pirotécnicos de baja potencia. Estos cartuchos contienen una sustancia que tras su combustión produce un gran volumen de gases cuya expansión genera una onda con baja velocidad de propagación que genera una presión suficiente para partir la roca suavemente, no generando vibraciones y permitiendo una fragmentación segura y controlada de los bloques. El tamaño de los fragmentos se delimita según el número de perforaciones en las que se introducen los citados cartuchos y teniendo en cuenta la estratigrafía del bloque a fragmentar.

La forma de actuación es sencilla: se realizan perforaciones de pequeño diámetro, 12/16 mm, en las rocas que se quieren fragmentar. Posteriormente se introduce el dispositivo pirotécnico en la perforación con ayuda de una caña de carga, y se pasa a retacar con arcilla el resto de la

perforación. El dispositivo se activa de forma electrónica y a distancia con lo que resulta muy seguro su detonación. El sistema de perforación es muy liviano, un simple taladro de forma que simplemente con personal especializado y con taladros de mano alimentados por pequeños generadores, se pudieron atacar bloques que solo eran accesibles a pie.

Si bien la fragmentación fue más o menos sencilla, no lo fue la retirada de parte de los bloques fragmentados por el difícil acceso a los mismos, así como por el riesgo de que al retirarlos por medios convencionales pudieran rodar ladera abajo dañando las instalaciones existentes. Fue necesario el empleo de una grúa de gran alcance, que permitiera su retirada. Esta se realizó fijando a los bloques unos ganchos que permitían el estrobo de los mismos mediante eslingas.



Cabe destacar la existencia de dos bloques, B16 y B19, cuya disposición era tal que se dudaba que durante el proceso de fragmentación y retirada de los mismos fuesen inestables.

En este caso, la solución que se planteó fue la creación de unos ‘cestillos’ constituidos por redes de anillos sujetas por cables y fijadas al terreno firme mediante anclajes profundos, asegurando la estabilidad frente al deslizamiento y la mitigación de las proyecciones de los citados bloques es su proceso de fragmentación.

Figura 8: ‘Cestillos de contención de B16 y B19

3.2 Actuaciones Zona 2.

Para la definición del macizo rocoso objeto de la actuación, se realizaron mediciones de campo de los diferentes bloques individualizados que lo componen, para poder definir sus pesos y su forma de apoyo, todo en pos de hacer un estudio de estabilidad de los mismos.

Los datos geométricos del bloque global son los siguientes:

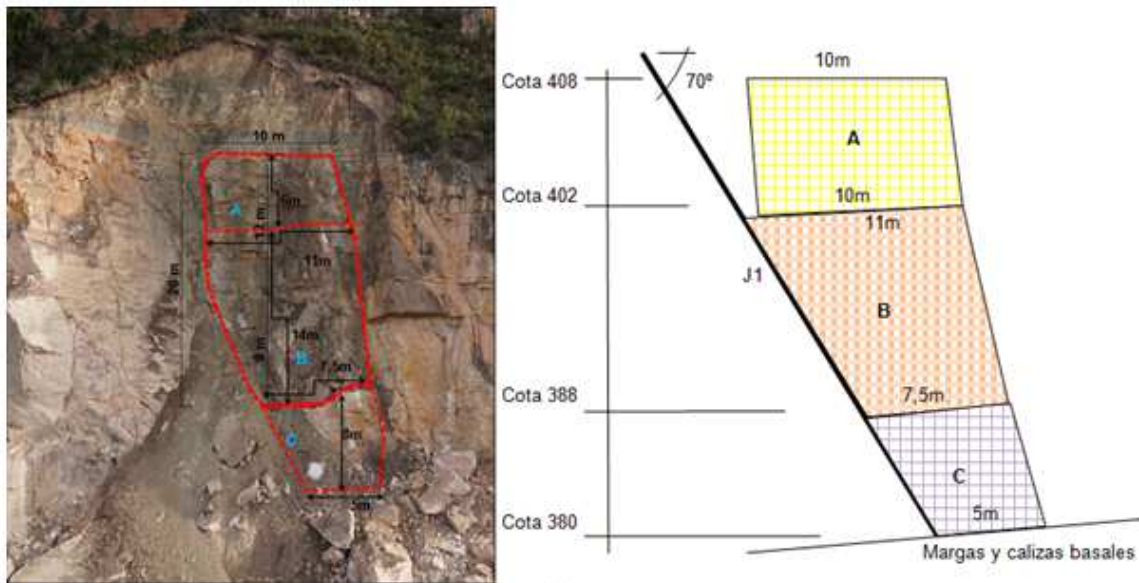


Figura 9: geometría y distribución de bloques Zona 2

Analizados los niveles de apoyo, se llegó a la conclusión de que el modo de fallo a analizar era la rotura circular sobre el que apoya el bloque C, descartándose otros por cuestiones de estratificación desfavorable al deslizamiento.

Posteriormente se pasó a realizar un análisis cinemático sobre la distribución de cargas y tensiones sobre el conjunto de los bloques, estudiándose la distribución de cargas en las juntas y en la base del bloque C, el análisis de equilibrio local del bloque A y la apertura de la junta J2 bajo sismo, llegándose a las siguientes conclusiones:

- Las juntas J1 y J2 serían capaces de resistir por sí solas el bloque conjunto A+B+C, sin transmitir presión a la base margocaliza.
- El Bloque A no está afectado por problemas de vuelco ni de deslizamiento, ni siquiera en condiciones de sismo.
- En caso de que la junta J2 estuviese cerrada en toda su proyección, no se abriría bajo la acción del sismo.

Una vez despejadas estas cuestiones, se pasa a analizar el fallo por rotura circular de la base margocaliza. Para este análisis se ha utilizado la herramienta de cálculo SLIDE®, creándose un modelo geométrico y geomecánico de análisis. De esta forma empiezan a analizarse el factor de seguridad de la situación actual, El resultado es que la obtención de un FS=1.04 (obviamente >1.).

El siguiente paso fue establecer las medidas necesarias para incrementar este FS hasta los valores objetivo que se definieron. De acuerdo a las recomendaciones establecidas en la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera del Ministerio de Fomento (2002), los FS globales mínimos exigidos en proyecto para garantizar el amortiguamiento de la degradación de los materiales a lo largo de la vida en operación del talud, son:

- Situación provisional bajo cargas permanentes (Fase 2A): 1,30 [1,50].
- Situación definitiva bajo cargas permanentes (Fase 2B): 1,50[1,75].
- Situación provisional o definitiva, bajo cargas accidentales: 1,10 [1,10].

Se señalan entre corchetes los adoptados en este proyecto, más conservadores que los recomendados, para dar más seguridad a la solución. Simulando con varias soluciones técnicas se llegó a:

- La Fase 2A se garantizó mediante: anclajes con cables ligeramente tesados Ø16mm L=3m y abrazados con cables Ø22mm, la colocación de una red de anillos ajustada al terreno y sujeta con cableado Ø12mm a los anclajes Ø16mm y otras adicionales Ø14mm y con el refuerzo en la base marginaliza mediante la instalación de una hilada de anclajes GEWI Ø32mm L=8m c/1m.
- La Fase 2B se garantizó mediante: el sellado de juntas abiertas con lechada de cemento, y el posterior el cosido con bulones de anclaje tipo GEWI Ø32mm L=8m de los bloques identificados, con el macizo de trasdós, logrando mayor trabazón, cohesión y fricción del conjunto, lo que supondrá el incremento de FS a 1,75. Discrecionalmente se instalaron una serie de drenes perforados en los bloques B y C, con el fin de facilitar la descarga hidrostática de la fase 2 en su tercio inferior

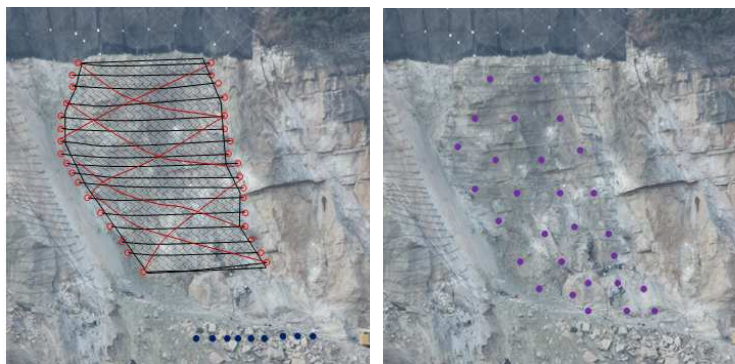


Figura 10: Soluciones dadas a las Fases 2A y a la 2B.

3.3 Actuaciones Zona 3.

Se obró de una forma similar a la zona 2, realizándose mediciones de campo de los diferentes bloques individualizados que lo componían:

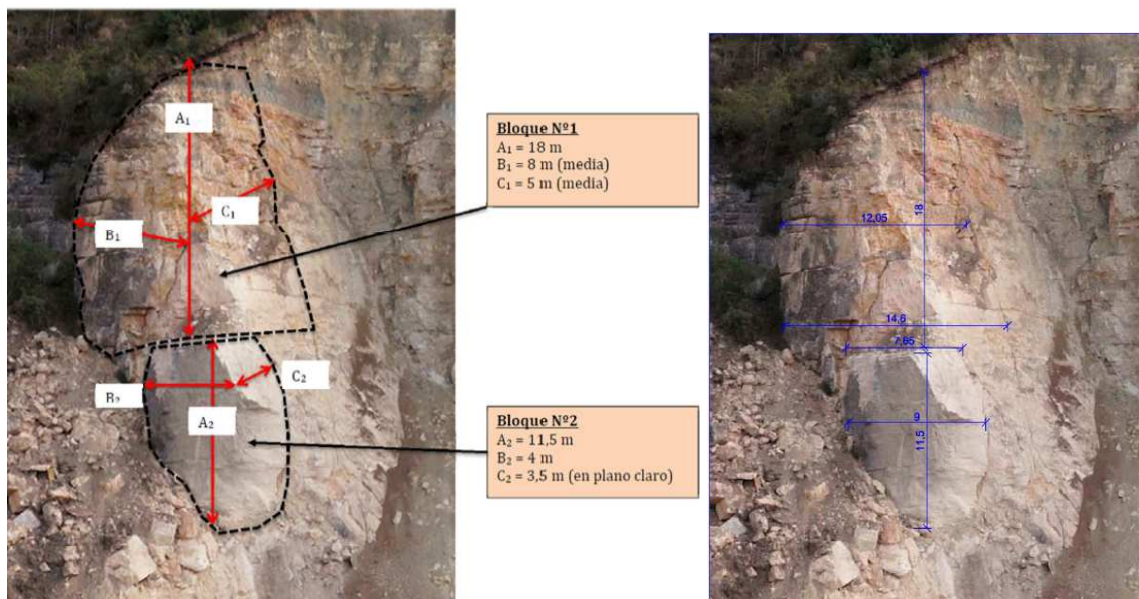


Figura 11: análisis geométrico del bloque.

De igualmente se modelizó y paso a analizarse con la herramienta de cálculo SLIDE®, Simulando con varias soluciones técnicas se llegó a:

- La Fase 3A se garantizaba mediante: la colocación de un cableado tesado abrazando ambos bloques contra el macizo posterior, al menos 30 cables Ø22mm; y la instalación adicional de anclajes cortos que cosan bloques entre sí y con dicho trasdós, así como de una red de anillos anti-caída de fragmentos.

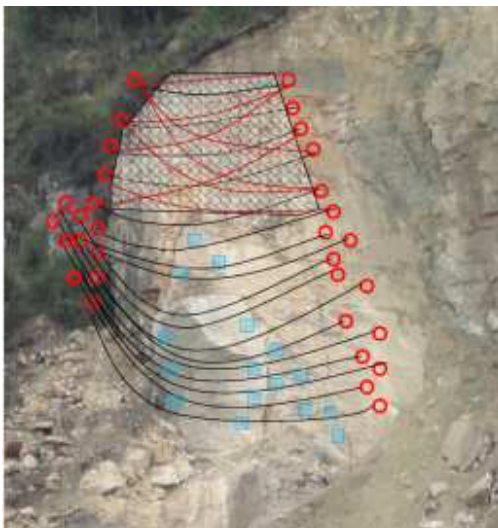


Figura 12: Soluciones dadas a las Fases 3A y a la 3B.

- La Fase 3B se garantizó mediante: la instalación de anclajes GEWI Ø32mm o Ø40mm estimados en un total de: 20 unidades de 9m, repartidos en los alzados frontales de ambos bloques, en sus 2/3 inferiores y especialmente sobre el alzado del bloque 2. Previamente se realizaría un sellado de juntas abiertas, así como y la instalación de una pantalla de protección y recalce de la base margocaliza, que dé solidez al conjunto.

3.4 Actuaciones Zona 4.

Los trabajos de la zona 4 son fundamentalmente la retirada de material sobre la carretera de Otonel y la CV-428, en tres fases:

Fase 1: La gran cantidad de bloques caídos apilados, con riesgos de caída, obliga a que estas operaciones se hagan vigilancia extrema de seguridad. Se procederá a la reducción del tamaño de bloques con técnicas que eviten vibraciones o impactos que puedan generar mayores inestabilidades (métodos pirotécnicos y métodos convencionales de demolición).

Fase 2: Retirada de bloques y tierras acumulados sobre la traza de las carreteras como consecuencia del derrumbe y de los trabajos realizados en fases anteriores.

Cabe destacar, que en esta zona existían unas aportaciones de agua desde el macizo rocoso, que alimentaban a la denominada fuente de "La Vagona", por lo que se hicieron necesarias obras de drenaje y conducción de estas aguas fuera de la zona de trabajo, para poder trabajar con la mínima interferencia del agua.

3.5 Actuaciones Zona 5.

Los trabajos a realizar en la que se ha denominado zona 5 son los necesarios para la apertura del acceso a la central de La Muela, para lo fueron necesarias actuaciones en 3 fases:

Fase 1: Ejecución y acondicionamiento de plataformas y bermas para el acceso y amortiguamiento en la retirada de material sobre el talud. Estas bermas permitieron trabajar de forma paralela en las Zonas 4 y 5. Es más, se terminó antes el acceso rodado a la central, que la retirada total del material de la zona 4.

Fase 2: Retirada de bloques acumulados sobre el talud con maquinaria y uso eventual de dispositivos pirotécnicos de fragmentación de bloques grandes.

Fase 3: Retirada de material sobre la plataforma de acceso de la central de La Muela y transporte a la zona de la antigua cantera/vertedero autorizado (Apartado 3.7)

4. REPOSICIÓN DE PLATAFORMAS (FASE C).

Para la reposición de plataformas se ideó una solución que tenía que estar comprometida con: el plazo, el coste, ceñirse al escaso espacio del que se disponía en esa zona de la ladera, con mantener los trazados existentes, respetar en las condiciones hidrogeológicas de la zona (muros drenantes), con la minimización de los movimientos de tierras, con el empleo de elementos que se encuentren lo más mimetizados con el paisaje minimizando el impacto visual, con la estables tanto mecánica como geotécnicamente a largo plazo, etc.

Para la restitución de la plataforma de las carreteras, se optó por una solución a base de muros de escollera limpia de entre 1 y 6 T trabada con hormigón, con una altura entre 5 y 14m y con un espesor que fluctuaba entre los 2 y 3,5m. Para los mismos se empleó el material retirado del desprendimiento, definiéndose así una solución permeable, adaptable al terreno, ecológica

La zona entre muros se rellenó con material seleccionado para conformar la base y subbase del firme, culminando los accesos con el extendido del mismo.

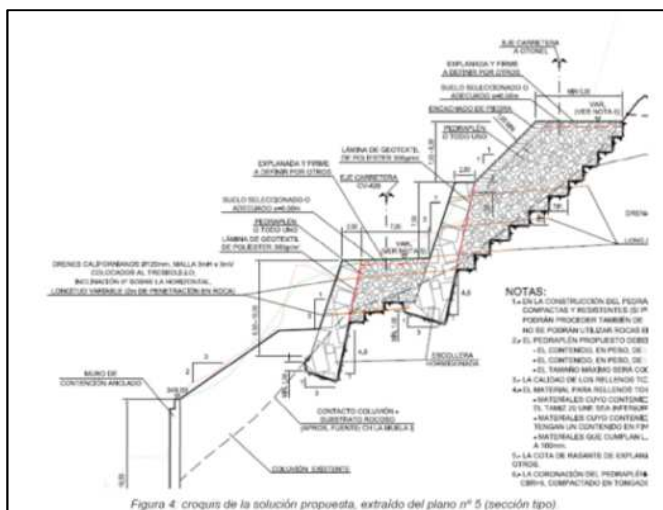


Figura 13: Solución de muros de escollera para la restitución de las plataformas de las carreteras.

Las citadas obras se prolongaron durante un periodo de 16 semanas trabajándose 20h al día, pudiéndose por fin dar acceso rodado al pueblo el día 21 de diciembre del 2015.

5. REPOSICIÓN DEL EDIFICIO DE SERVICIOS AUXILIARES (FASE D).

Para la reposición del edificio se optó por un edificio de configuración similar al anterior, pero ahora con forjados bidireccionales, y con un cerramiento prefabricado. Destacamos en la ejecución de estos trabajos: el que al no haber resultado dañadas las cimentaciones del edificio anterior, estas se aprovecharon. Para lo cual se empleó una hidrodemolición que permitió descubrir los armados correspondientes a las esperas de los pilares existentes de una forma limpia. Una vez encontradas a estas, se prolongaron con el empleo de conectores lo que permitió el arranque de algunos de los armados de los pilares. En las zonas donde no se pudieron aprovechar estos, se anclaron barras nuevas a las cimentaciones empleando resinas.

Por otro lado, cabe también destacar el sistema anti sismo que se empleó en la sujeción de las losas prefabricadas.

REFERENCIAS

- JAMBRINA, I, (2015) Consolidación del Cantil en la Fase 2. Anejo al proyecto. ACTUACIONES DE EMERGENCIA DE SUJECCIÓN DE LADERA Y DESESCOMBRO A LA ALTURA DEL P.K. 15+650 DE LA CARRETERA CV-428.
- JAMBRINA, I, (2015) Consolidación del Cantil en la Fase 3. Anejo al proyecto. ACTUACIONES DE EMERGENCIA DE SUJECCIÓN DE LADERA Y DESESCOMBRO A LA ALTURA DEL P.K. 15+650 DE LA CARRETERA CV-428.

PROBLEMAS DE INESTABILIDAD EN LADERAS ROCOSAS DE GUATEMALA

JAVIER OTEO ¹, CARLOS OTEO ², CARLOS ROZAS ³ Y PEDRO SOLA ⁴

¹ Anteriormente en EIS-GUÍA, S.L.

² Catedrático de Ing. del Terreno

³ COBRA, S. A.

⁴ I.I.T., S. L.

RESUMEN

La construcción de varias centrales hidroeléctricas en el centro de Guatemala ha supuesto la excavación de desmontes en materiales calcáreos carstificados de diversa envergadura: Con alturas de unos 10-15 m para los caminos de acceso (generalmente en zonas alteradas o fracturadas) y con alturas de más de 50 m para encajar la situación de las centrales (generalmente, en zonas más sanas, aunque afectadas por fallas). Las laderas naturales, hacían difícil ejecutar reconocimientos con sondeos mecánicos, por lo que se ha dispuesto de datos provenientes de algunas perforaciones y estaciones geomecánicas próximas. En esta comunicación se presentan: a) La interpretación de los datos geológico-geotécnicos disponibles. b) La interpretación del estado de la excavación inicial de los desmontes, con definición de las anomalías que deberían estudiarse en los desmontes generales, a fin de aumentar su seguridad. c) Las medidas recomendadas para aumentar la seguridad de las excavaciones.

1. INTRODUCCIÓN

En el centro de Guatemala se están llevando a cabo diversas obras para aprovechar hidroeléctricamente diversos ríos que se inscriben dentro de un paisaje de montículos (denominado localmente huevera, por recordar a los paquetes de transporte de huevos de gallina). La idea es hacer una captación de agua en el río, transportarla por un túnel de presión y, mediante tubería o pozo, llevarla a una central eléctrica, situada aguas abajo de la toma.

Para instalar dicha central, se ha recurrido a llevar a cabo desmontes importantes (de más de 50-60 m de altura) entre esos montículos y el río correspondiente. En nuestro caso, se trata del Río Cahabón que se inscribe en la Cordillera Central de Guatemala, zona afectada por pliegues, cabalgamientos y fallas que afectan a rocas sedimentarias de naturaleza calcárea (Formación Cobán). El sustrato cretácico está constituido por calizas, dolomías y evaporitas, aunque la obra en cuestión se sitúa en un macizo de caliza masiva, afectado por un proceso de karstificación de gran desarrollo.

La construcción de esta central (Renace II) la ha llevado a cabo la empresa COBRA, Infraestructuras Hidráulicas.

El proyecto inicial del desmonte se basó en estudios de INCISA (con la colaboración de CGC). Posteriormente intervino SUBTERRA en la realización de diversos trabajos de reconocimiento y la empresa EIS-GUÍA Consultores, como asesora de COBRA para el rediseño de las excavaciones que aquí se comentan.

2. MARCO GEOMECÁNICO

La superficie del terreno suele estar recubierta por aluviales asociados al Río Cahabón (parte baja de los valles) y depósitos coluviales (que se han movido por las laderas de los montes) y eluviales (materiales “in situ”, procedentes de la alteración del sustrato rocoso calizo). El espesor de estos productos coluvio-eluviales no es (ni puede ser, por las condiciones topográficas de fuertes pendientes) muy grande, aparte de que la acción erosiva de las abundantes lluvias es muy importante.

La formación Cobán se divide en el Miembro dolomítico inferior y el Miembro de caliza kárstica superior, en el que hay intercalaciones de dolomías y evaporitas. Estas calizas pueden tener densidad aparente de $23,5 \text{ KN/m}^3$, con una resistencia a compresión simple, σ_c , variable entre 9,9 y 52,6 MPa (según datos de sondeos de SUBTERRA para el túnel de transporte de agua hacia la central). En el desmonte en cuestión aparece el miembro inferior en su extremo Oeste.

Existen dos grandes eventos tectónicos: a) Fallas sinestrales de desplazamiento (Cobán y Chilex). B) Fallas dextrales, a 60° respecto a las sinestrales.

El camino de acceso a la Casa de Máquinas (cota 646,40) salva una diferencia de cota de unos 190 m y ha sido construido desmontando lateralmente la ladera (o en trinchera), con talud de unos 15 m de altura (que, excepcionalmente, llega a 40 m). En estos caminos puede verse bien la Formación Cobán y como, superficialmente, está constituida por calizas surcadas por diaclasas y discontinuidades que definen “bloques rocosos”, de diámetro medio desde 10-20 cm hasta del orden del metro, con un grado de alteración de III-IV. En las zonas más

altas de estos desmontes se ve un suelo residual (grado V-VI), que se corresponde con surcos que ha labrado el agua (Foto 1).



Foto 1. Perfil genérico de desmontes (junto al emboquille de la entrada al Túnel 2)

Todos estos desmontes se excavaron con taludes de 1H:4V a 1H:3V, encontrándose los suelos coluvio-eluviales solo en la parte superior del talud, bajo la cobertura vegetal, con espesores no superiores a 1-1,5 m.

La pendiente natural de la ladera era del orden de 1H:1,3V a 1H:1,6V. En la zona más baja de los taludes naturales (por la acción del agua del Cahabón sobre la roca alterada), podía llegarse a un talud 1H:2,5V.

Con estos datos se elaboró el esquema geotécnico de la Fig. 1: a) Nivel 1: Un espesor de coluvial-vegetal de 1-2 m. b) Nivel 2: Una zona de material fracturado (Grado IV, principalmente), con 3-5 m de potencia. c) Nivel 3: Un “sustrato rocoso”, grado de alteración II-III. d) Juntas en la roca alterada y en el sustrato rocoso. No se observó la presencia de ninguna cueva de entidad en los desmontes realizados (para caminos de acceso o en el gran desmonte para construir la Casa de Máquinas).

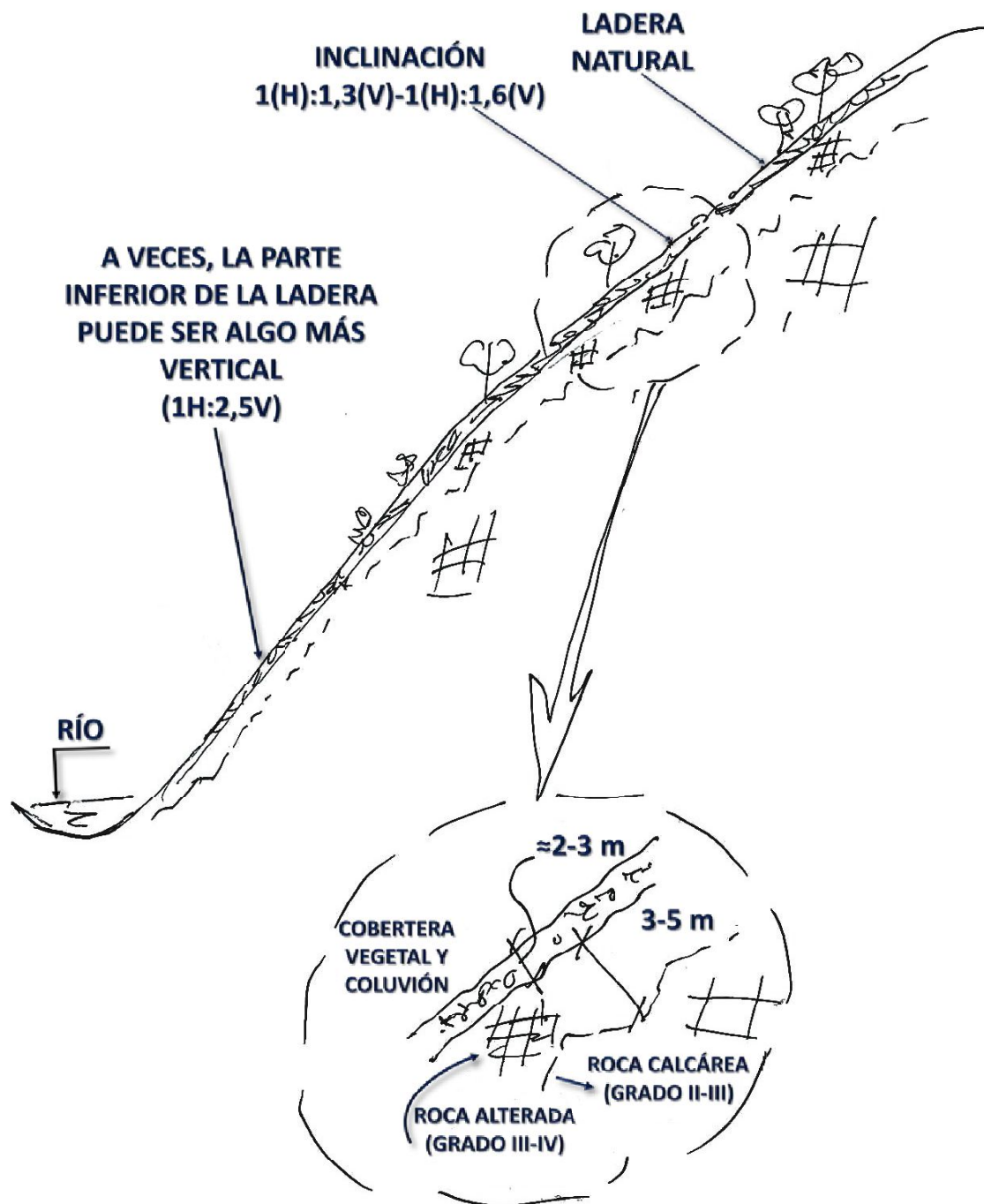


Fig. 1. Esquema Geotécnico de las laderas en los caminos de acceso y excavación para la Casa de Máquinas

Los parámetros geotécnicos que se adjudicaron a estos niveles, para el rediseño y con gran parte de las excavaciones abiertas (Caminos de acceso, sobre todo), fueron los siguientes:

Terreno	Espesor (m)	Densidad aparente (KN/m ³)	Cohesión C (KPa)	Rozamiento (°)	Módulo de deformación (MPa)
Nivel 1	2,0	20	30	33	150
Nivel 2	<5,0	23	50	35	500
Nivel 3	>50	24,5	100	48	4000
Juntas en roca alterada	-	-	43	37	-
Juntas en roca sana	-	-	40 ^(*) -70	45	-

^(*) Zonas más superficiales

Tabla 1. Parámetros geotécnicos

Estos valores se han deducido teniendo en cuenta: a) Los datos de los informes previos de CGC, INCISA y SUBTERRA, aunque con una variación muy fuerte en los módulos de deformación. b) Lo observado en los taludes naturales (pendientes estables naturales y desmontes excavados en los caminos de acceso, lo que permite, con un análisis retrospectivo, estimar c y ϕ de los Niveles 1 y 2). c) Resultados de ensayos de algunas probetas de roca. d) Según datos sobre el índice RMR. e) Datos deducidos del back-analysis del comportamiento del sustrato calizo en el túnel de aducción, que lleva el agua a la Casa de Máquinas, con una tubería forzada, al final (OTEO y otros, 2017). f) La experiencia personal de los autores de esta comunicación respecto a todos los parámetros geotécnicos estimados.

3. REALIZACIÓN DEL DESMONTE

Los valores de los parámetros de resistencia al corte, c y ϕ , tomados para el diseño inicial del gran desmonte a realizar para crear espacio para la Casa de Máquinas, a un nivel ligeramente superior al del Río Cahabón, eran bastante conservadores. Sobre todo, en lo que se refiere a los Niveles 1 y 2, lo que llevó a un dimensionamiento inicial de la excavación con refuerzos del terreno muy importantes:

- Gunitado de 25 cm de espesor, en una altura mínima del orden de 65 m desde el pie de la excavación.
- Dos mallazos de $150 \times 150 \times 4$ mm.
- Bulones entre 16 y 20 m de longitud, en malla de 3×3 y capacidad de 70 t. En algunas zonas laterales la malla se ampliaba a 4×4 m, se reducía la longitud a 10-12 m, y la capacidad de carga se disminuía a 25 t.

El proyecto fue, antes de empezar las excavaciones, modificado, dando más cohesión al sustrato rocoso (elevándola a 120 KPa), pero, aun así, los tratamientos seguían calificándose de “pesados”.

Cuando se iniciaron las excavaciones de los caminos de acceso, pudo observarse el terreno realmente y los espesores de los niveles 1 y 2. Ante esta situación se decidió:

- Considerar los parámetros geotécnicos expuestos en la Tabla 1 del apartado anterior. Además se consideró una posible zona arcillosa (zona de falla) en que se adoptó $\gamma_{ap} = 20 \text{ KN/m}^3$, $c' = 20 \text{ KPa}$, $\phi' = 25^\circ$ y $E_s = 40 \text{ MPa}$.
- Considerar que la estabilidad del conjunto del desmonte estaba asegurada (a continuación, se justifica).
- Que podía bajarse del desmonte, adoptando medidas correctoras en zonas concretas, en función del estado superficial del talud.

Como se aprecia en la Fig. 1, las pendientes naturales de los montes son fuertes: 1H:1,6V en la parte media y superior y de 1H:2,5 V en la parte baja, junto al Río Cahabón. Ya en 1987, uno de los autores de esta comunicación estableció, en base a medidas reales, una relación entre el ángulo de inclinación del talud natural, α , y la diferencia entre el talud del desmonte a realizar, β , y el propio ángulo α . Esta relación – para taludes estables – se ha representado en la Fig. 2a y simplificada en el gráfico de la Fig. 2b (OTEO 1987 y 2017). Según ello, con la inclinación del talud natural de nuestro caso concreto, se puede considerar un talud de excavación 1H:3V como aceptable, siempre que los espesores de coluvión-eluvial no sean importantes (como es el caso). El adoptar este talud supone aumentar el de la ladera natural unos 20° , lo que está conforme con lo indicado en la Fig. 2 (del lado de la seguridad).

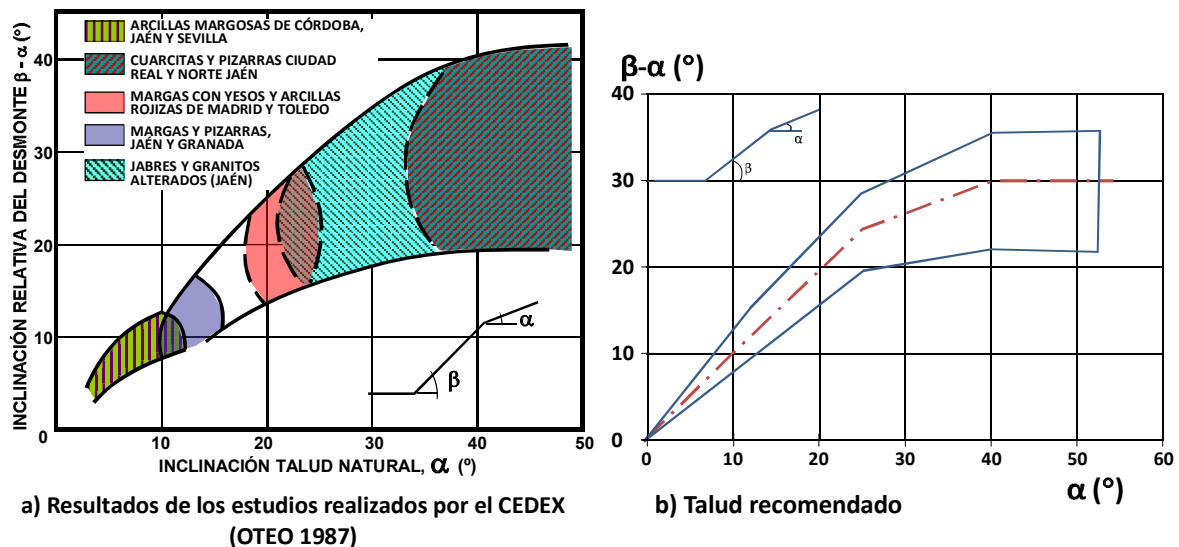


Fig. 2. Posible relación entre el talud natural del terreno y el del desmonte

Según un trabajo reciente (GONZÁLEZ DE VALLEJO y otros, 2017), en materiales rocosos de resistencia media (a partir de la resistencia compresión simple), del orden del 70% de taludes excavados en este tipo de materiales se han construido sin medidas estabilizadoras de tipo general y sólo del orden del 30% han necesitado medidas, generalmente, locales. La altura de la excavación puede variar entre 35 y 120 m en dichos casos. Estos datos avalan la filosofía utilizada en nuestro problema, ya que las conclusiones citadas corresponden a un análisis de 195 casos españoles.

Con ello se asegura la estabilidad del talud general, por lo que los tratamientos pesados con bulones de 12 m (recuérdese que el espesor total de los materiales de los niveles 1 y 2 no llega a 7 m) resultan innecesarios, aunque haya zonas concretas que puedan necesitarlo, sobre todo en la zona que empieza el desmonte y continua, hacia arriba, la ladera natural.

En la Fig. 3 se reproduce un esquema frontal del talud de desmonte en que se sitúa en la parte baja la plataforma para la Casa de Máquinas y la de los transformadores, así como la de las Bermas 1 y 2 que se dejaron por motivos de la propia excavación del desmonte y razones de seguridad. En esa figura también se indican las 9 anomalías que los autores de esta comunicación definieron en el propio desmonte. Se trata, en todos los casos de problemas locales y no de estabilidad general del talud. El talud entre transformadores y la plataforma de Casa de Máquinas se gunitó, desde el principio, por razones de seguridad:

- Las anomalías 1 y 2 son problemas muy localizados de algún bloque rocoso superficial inestable (de unas dimensiones máximas de unos 15 m³ en cada caso).
- La anomalía 3 corresponde a una zona de caliza muy alterada y se sitúa bajo la anomalía 8 en que se ve una zona de “vaguada” y aflorando agua, que es la que produce la alteración de esta anomalía 3. La anomalía 5 está relacionada con la 3 y en ella se produjo un deslizamiento muy superficial.
- La anomalía 4 se corresponde con otra zona alterada paralela a la de las anomalías 3 y 8. Aquí la caliza se ha meteorizado y oxidado, probablemente por efectos kársticos.
- La anomalía 6 corresponde a unos bloques superficiales que se cayeron nada más bajar el desmonte.
- La anomalía 7 corresponde a una zona junto a la tubería forzada (lado izquierdo de la Fig. 3), que es un bloque grande de roca que se veía inestable (movido pero no caído).
- En cuanto a la anomalía 9 (zona más al Oeste de la tubería forzada) correspondía a una zona alterada, con bastante material eluvial (suelo residual), con riesgo de deslizamiento tipo suelo, con algún bloque.

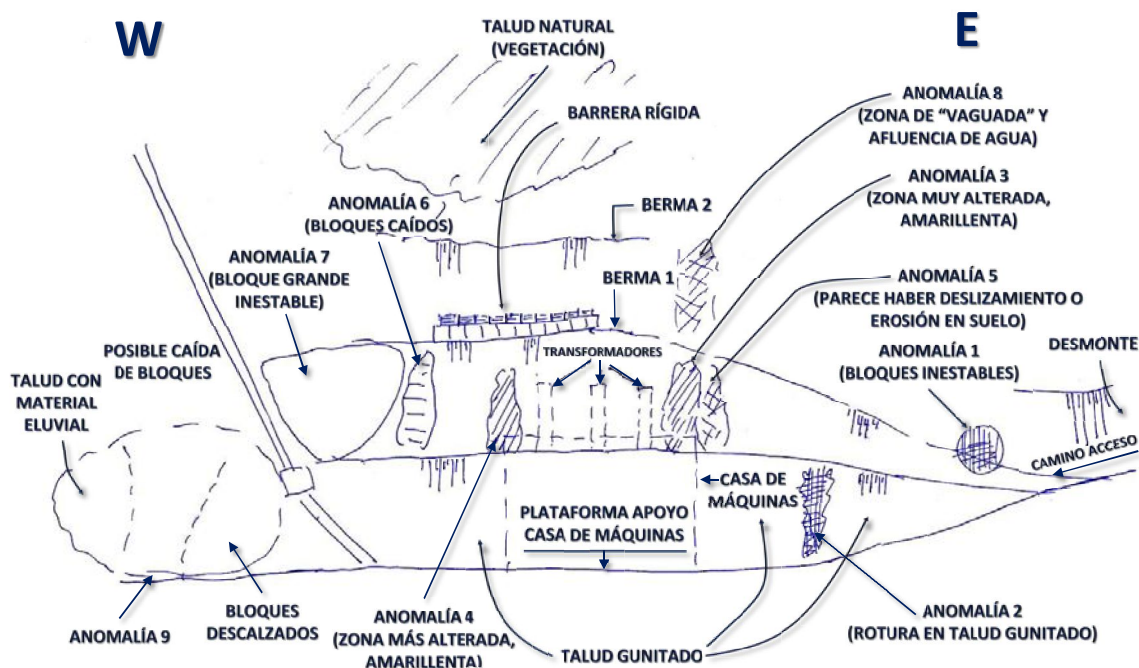


Fig. 3. Vista frontal del talud de excavación para la Casa de Máquinas

Por diferentes causas, la zona de comienzo del desmonte no se protegió inicialmente, con lo que el conjunto Nivel 1-Nivel 2 quedó desprotegido. Las lluvias originaron, cuando ya se había completado el desmonte y la instalación de los transformadores, un pequeño deslizamiento de esa zona, arrastrando un árbol. Este cayó sobre un transformador y lo averió, lo que originó un retraso en la obra. Para evitar nuevos problemas, se colocó una barrera dinámica en la berma 1 y se limpió parte de ese coluvial-eluvial superior.

Las soluciones recomendadas para resolver estos problemas fueron:

- Anomalía 1: Saneo de los bloques inestables con puntero e instalación de bulones \varnothing 25 mm, de 9 m de longitud en malla de 2,5×2,5 m (en 60 m² de superficie), con malla metálica de triple torsión.
- Anomalía 2: Limpieza de la zona, colocación de un manto de geotextil (de 200 gr/m²) y adición de escollera trabada con hormigón, dejando tres tubos de drenaje.
- Anomalía 3: Tubería de drenaje para captación del agua superior, más gunitado de esta zona y la contigua (Anomalía 5), de espesor de 20 cm (en capas de 8-10 cm), con bulones \varnothing 25 mm, de 5 m de longitud, en malla de 2,5×2,5 m. Se añadieron cuatro perforaciones (de L=10 m) para drenaje. Esta solución podría sustituirse por un muro de hormigón armado de 60 cm de espesor arriba, con 5 m de altura, con grava en su trasdós, para amortiguar la caída de algún bloque de tamaño pequeño y mediano.

- Anomalía 5: se trata de la continuación de la anomalía 8 (o zona de vaguada). Puede resolverse con un sistema similar al recomendado para la anomalía 2. En la parte superior (muchacha altura) debía instalarse una tubería que conduzca el agua y, además, colocar una malla de triple torsión, sujeta con bulones de 5 m (malla de 3×3 m).
- Anomalías 6 y 7: No es recomendable perforaciones en esa zona, dadas las grietas existentes. Se recomendó realizar un pedraplén de escollera trabada con hormigón, desde la plataforma de la Casa de Máquinas hasta mitad de la altura del bloque de la anomalía 7, dejando a esta altura una plataforma de 5 m de ancho. Desde ella se recomendó ejecutar bulones de 12 m de longitud (malla de 2,5×2,5 m) en tres filas, para coser el bloque al sustrato rocoso. Este escollerado se podría ampliar, lateralmente, hacia la anomalía 9, con lo que estos bloques en voladizo quedarían recalzados. En el resto de esta anomalía (suelo residual) se recomendó realizar un soil-nailing con un talud 1:1, con bulones inyectados en malla de 1×1 m y capa de gunita de 25 cm (con mallazo de 150×150×12 mm).

Para el estudio de la barrera dinámica a instalar en mitad del talud, se estudiaron los perfiles de la Fig. 4 (con un programa de Rock Science) y se definieron las barreras inclinadas en la Fig. 5 (barreras de 2000 KJ y 5 m de altura).

Todas las soluciones recomendadas fueron estudiadas y reproducidas numéricamente con códigos tipo ROCK SLIDE.

4. CONCLUSIONES

Pueden distinguirse los siguientes ítems:

- Es difícil tomar una decisión, previa a la ejecución de un gran desmonte, sobre si debe hacerse o no un tratamiento preventivo, masivo, según se baja la excavación. La trascendencia en coste y plazo es muy grande.
- Se decidió, una vez considerado estable el talud general, acometer excavaciones e ir haciendo frente a los problemas según iban apareciendo, gracias a un seguimiento especializado adecuado, por considerar que ello era compatible con el plazo general de la obra.
- Es imprescindible proteger la zona de contacto del inicio del desmonte y el talud natural, ya que, ahí, puede quedar descalzado el recubrimiento coluvial-eluvial, como efectivamente sucedió.
- El uso de soluciones con gunita, escollera y bulones, más una barrera dinámica general de protección, pudo dar solución adecuada a los problemas planteados.

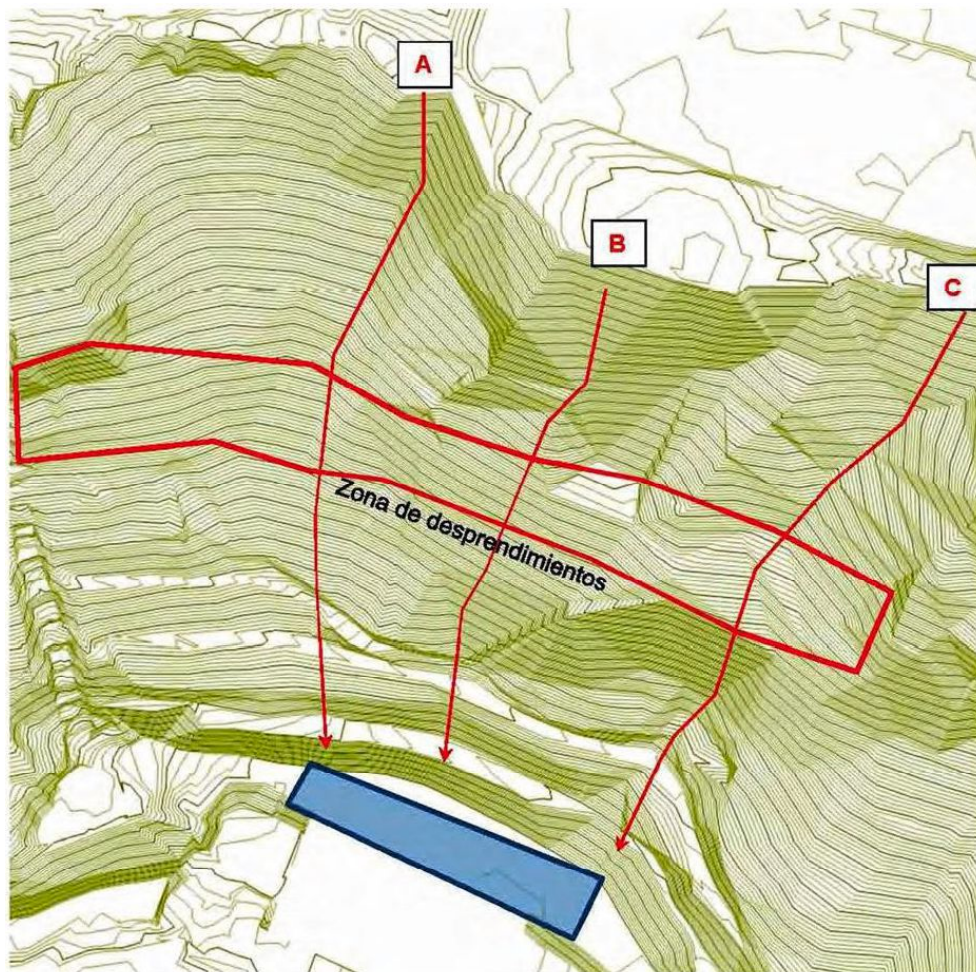


Fig. 4. Planta y perfiles estudiados

- Este tipo de diseño necesita un seguimiento importante, a ser posible desde el comienzo de la excavación, intentando diferenciar las diferentes tipologías de los materiales que aparecen y de las anomalías que se van presentando, a fin de poder complementar el diseño inicial.
- La experiencia que se ha obtenido en esta obra se ha podido aplicar en el diseño de taludes de desmontes situados también en las orillas del Río Cahabón, para otras obras hidráulicas similares.
- El uso de la recomendación incluida en la Fig. 2b, a fin de diseñar el talud general de la excavación, ha dado buen resultado, tanto en esta ocasión como en otros taludes excavados junto al Río Cahabón.

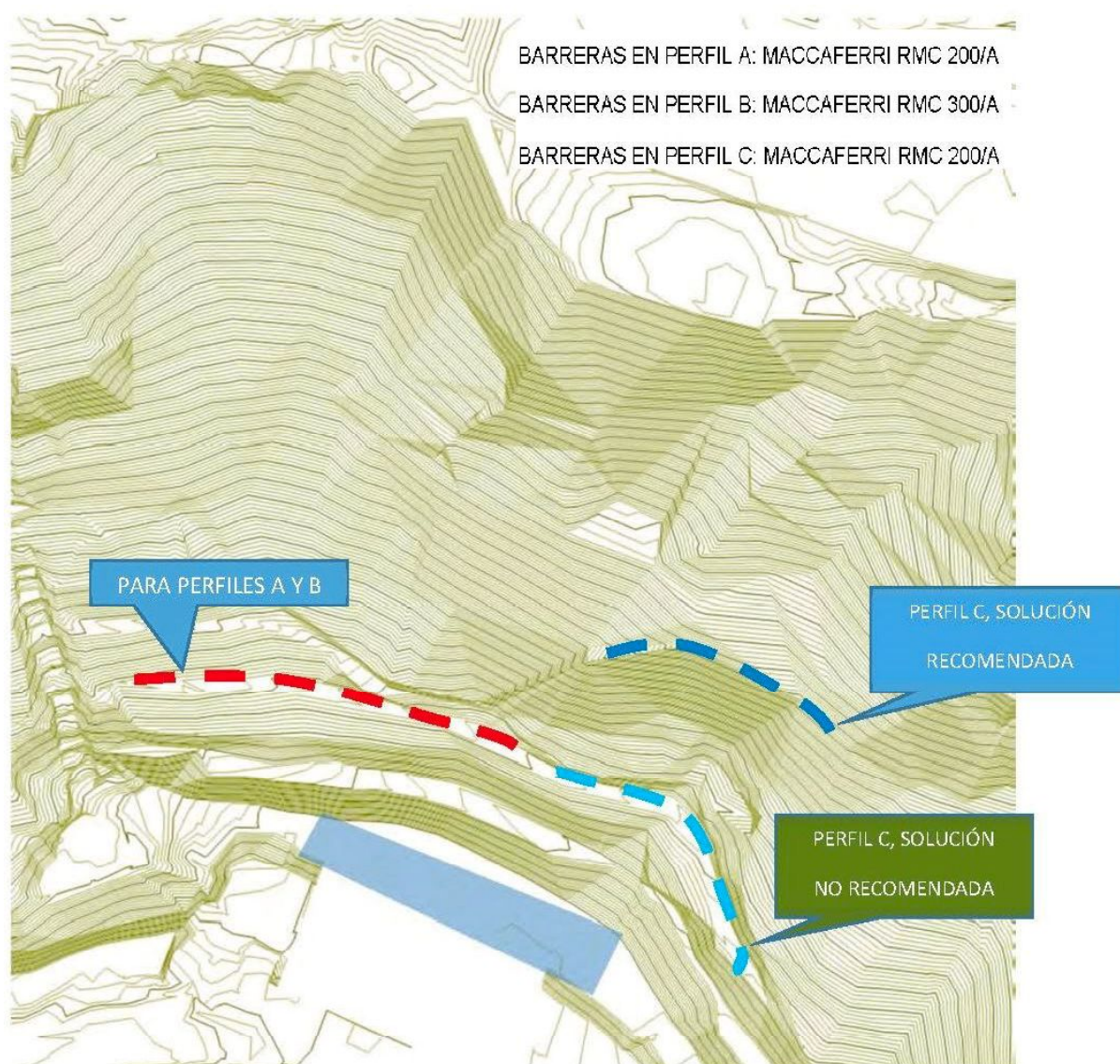


Fig. 5. Situación de barreras recomendadas (Cortesía de Maccaferri)

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores de esta comunicación quieren expresar su agradecimiento a Cobra Infraestructuras Hidráulicas, por su permiso para publicar este trabajo, especialmente, se quiere agradecer la colaboración y participación de Javier Hidalgo, Sergio del Cerro y Fernando Ortiz. También se desea agradecer a Francisca Ruiz, de EIS-GUÍA Consultores, la participación en los trabajos aquí presentado. Por último se desea destacar el apoyo de la propiedad de RENACE II y el del Ingeniero López y su equipo.

REFERENCIAS

- González De Vallejo, L., Nestares, E., Ferrer, M., & Andreotti, P. (2017). "Los taludes en España en los últimos 50 años". *Libro Conmemorativo del 50 aniversario. Sociedad Española de Mecánica de Rocas.*, pp. 67-103. Madrid: CEDEX.
- Oteo, C. (1987). "La estabilidad de taludes y desmontes en el entorno de las obras lineales andaluzas". *IV Simposio Nacional Sobre taludes y laderas inestables, III*, pp. 1073-1113. Granada.
- Oteo, C. (2017). "Manual sobre Patología geotécnica: Sistemas de refuerzo y recalce". Madrid: Ed. Entorno Gráfico.
- Oteo, C., Sola, P., & Oteo Escobar, J. (2017). "A simple model for to introduce the rock deformability at hydraulic tunnels". *19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Seoul.

SUPERVIVENCIA DE UNA TUBERÍA FORZADA APOYADA EN UNA LADERA INESTABLE

Eduardo Alonso y Mercedes Sondon

E.T.S Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Barcelona

RESUMEN

El artículo describe el comportamiento de una tubería forzada de acero de 1500 m de longitud situada en una gran ladera en reptación. El terreno está constituido por mantos de espesor variable de coluvión depositados sobre un sustrato de esquistos cuarcíticos y micaesquistos fallados en ocasiones. La tubería está anclada al terreno en un conjunto de puntos fijos y en otros que actúan como apoyos simples.

Las lecturas inclinométricas a lo largo de la tubería indican que el movimiento de reptación se explica por deslizamientos profundos (7 a 22 m) a favor de superficies de discontinuidad bien marcadas. El movimiento de la ladera es muy lento (unos pocos mm al año) y se califica como “Extremadamente lento” en la clasificación de Cruden y Varnes (1996).

A pesar de ello, el movimiento acumulado a lo largo de decenios ha inducido roturas y deformaciones que ponen en entredicho la supervivencia de la tubería en las próximas décadas. La evolución de la tubería forzada depende del comportamiento futuro de la ladera, la posibilidad de que se aceleren los movimientos e incluso del efecto del cambio climático.

El problema se ha abordado mediante el desarrollo de un modelo estructural 3D de la tubería en el que se han introducido como acciones exteriores la presión interna, movimientos impuestos en los apoyos fijos, el peso de materiales y variaciones térmicas.

Los movimientos de apoyos se han estimado a partir de datos inclinométricos medidos durante una década, que se considera representativa del clima.

El modelo estructural se ha validado mediante la predicción de las roturas documentadas en el pasado. El modelo así comprobado se ha extendido en el tiempo, acumulando los movimientos impuestos por la reptación de la ladera. Con el fin de limitar los esfuerzos crecientes que solicitan la estructura hasta el agotamiento del material, se sugieren algunos cambios en la vinculación de los apoyos y la necesidad de introducir alguna junta telescópica.

1. INTRODUCCIÓN

La tubería forzada de Pampaneira alimenta la Central Hidroeléctrica del mismo nombre, situada sobre el río Poqueira, en la Alpujarra de Granada. La conducción, de 1500 m de longitud, recorre una ladera de pendiente variable (20° a 40°) y salva un desnivel de 550 m aproximadamente, desde la cámara de carga, situada a la cota 1500 m hasta la cota 950 m en la central. Se trata de una tubería de acero que arranca en cabeza con un diámetro de 1.20 m y termina en un diámetro de 1 m tras dos reducciones intermedias.

Tras un tramo inicial excavado en roca, la estructura se apoya superficialmente sobre el talud natural, y está construida en trinchera en los 815 m finales. La tubería descansa tanto sobre apoyos simples como sobre apoyos empotrados (Puntos Fijos –“PF”–, Figura 3), y dispone de juntas de dilatación en el tramo superior.

Después de su construcción en 1953 la tubería y sus apoyos han sufrido algunas modificaciones como consecuencia una serie de incidencias. En el tramo superficial se observaron grandes desplazamientos de los apoyos simples respecto a la tubería, que reflejan el movimiento de reptación de la ladera. Este movimiento, presente en toda la ladera, introdujo unas tensiones no previstas en el diseño de la conducción, produciéndose la rotura de la tubería en dos Puntos Fijos (situados en las cotas más bajas) en un intervalo de 10 años.

Ante la situación de riesgo que supone el desperfecto de la tubería, se decidió auscultar la ladera mediante sondeos inclinométricos, que proporcionaron datos entre 2003 y 2012. Los inclinómetros corroboraron el comportamiento de reptación, y mostraron una correlación entre los movimientos y los períodos de lluvias intensas. Además, aportaron información acerca de las superficies de rotura, así como valores de desplazamiento utilizables en el cálculo de los esfuerzos a los que se ve sometida la tubería de acero.

El estudio de las medidas de prevención y corrección necesarias para mantener la integridad de la tubería se abordó mediante un modelo de cálculo estructural 3D, integrando los datos inclinométricos en una interpretación de los movimientos de la ladera, de la reacción de la tubería y de su previsible comportamiento en el futuro.

2. GEOLOGÍA

El substrato de la ladera está constituido por esquistos del Paleozoico, afectados por dos grandes mantos de corrimiento, que se identifican como el manto del Mulhacén y el manto del Veleta. Se identifican también dos fallas, una por encima del Sondeo Inclinométrico 5 (SI-5, Figura 3) (corresponde al PF7) y otra, cercana al cauce del río Poqueira, por encima del PF12 (Figuras 1 y 3). La actividad tectónica explica la fracturación intensa de estos esquistos, en los que se han observado proporciones variables de feldespato y cuarzo. A pesar de su fragmentación, mantienen pendientes elevadas de la ladera, especialmente en cotas altas (40°).

El substrato está tapizado por un grueso manto coluvionar en cotas altas. Estos depósitos de ladera son mezclas heterogéneas de arena gravas y grandes bloques. La tubería se apoya en esta formación por encima de la cota 1200 m aproximadamente.

Por debajo de la falla del PF 7, aparece una delgada capa de suelos cultivables y la pendiente media de la ladera se suaviza hasta los 20°.

La falla inferior pone en contacto los micaesquistos claros del manto del Mulhacén con la secuencia de mantos de corrimiento de la ladera. Se conforma así, un bloque masivo de micaesquistos, inmediatos al cauce del Poqueira, donde está cimentada la central hidroeléctrica. Este bloque se ve erosionado por el río Poqueira.

El contacto entre los mantos aludidos da origen a un nivel milonitizado, de bajas características mecánicas, en el techo del manto del Veleta que marca la posición de algunas superficies de deslizamiento identificadas con los inclinómetros.

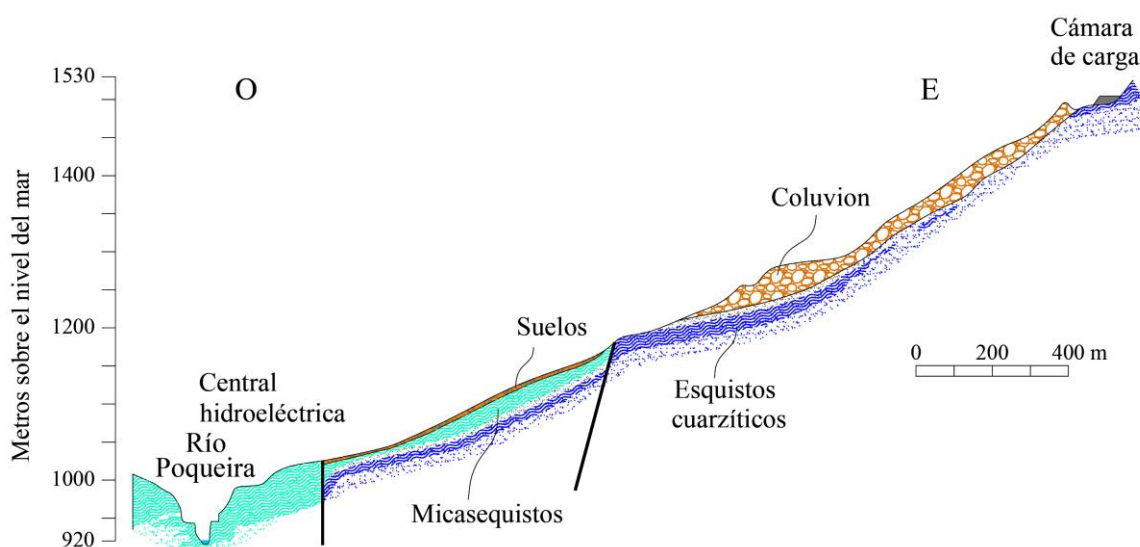


Figura 1. Corte geológico a lo largo de la tubería. IIC (2004).

3. LA TUBERÍA EN EL PERÍODO 1955-2000

La construcción de la tubería finalizó en 1953. Durante los primeros años de explotación se observaron movimientos en las juntas de expansión situadas aguas arriba (próximas a la cámara de carga), y se sustituyeron algunos apoyos fijos por apoyos deslizantes.

En 1960-61 se registran fuertes lluvias y se advierten movimientos localizados de 7-8 cm como consecuencia de esas lluvias. En épocas de escasa precipitación el movimiento es inapreciable. Este hecho es significativo y se ilustra en la Figura 2, que muestra la relación entre el movimiento del Apoyo 1 y las precipitaciones. Las fuertes lluvias de febrero y marzo de 1960 inducen una aceleración brusca de los movimientos.

En épocas de precipitaciones escasas, la velocidad del desplazamiento superficial de la ladera es prácticamente nula. Aun así, se detecta que el movimiento de la ladera no sigue exactamente la alineación de la tubería, que aproximadamente tiene la dirección de la máxima pendiente.

En 1963 se detectan movimientos en los apoyos 1 y 2 y en el PF3. Debido a los movimientos ocurridos en períodos de fuertes lluvias, se teme el desenchufe completo de algunas juntas de la tubería, por lo que se suplementaron en varias ocasiones.

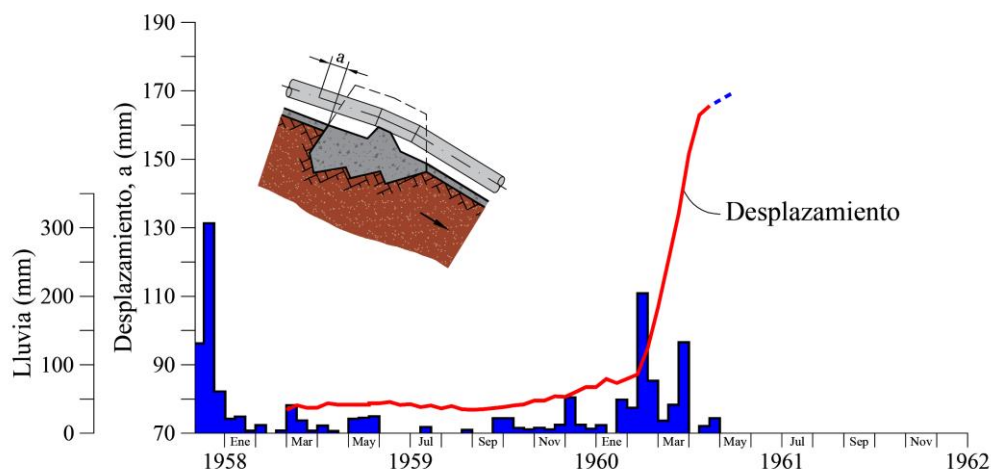


Figura 2. Observación del deslizamiento del PF1 antiguo (adaptado del Informe de Sevillana de Electricidad de mayo de 1960).

Desde 1963 hasta finales de 1969 el desenchufe de la junta J2 fue aumentando poco a poco, pero debido a las intensas lluvias de enero y febrero de 1970 el proceso se aceleró, haciéndose necesario sustituir nuevamente esta junta.

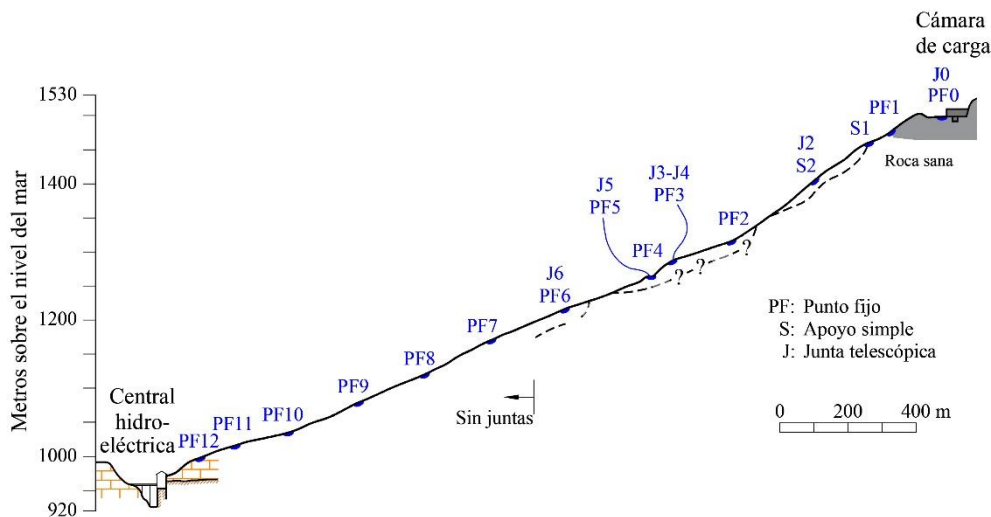


Figura 3. Posición de Puntos Fijos, juntas telescópicas y sondeos inclinométricos.

En 1990 se produce una rotura de la tubería por abollamiento de la chapa en el PF12. Una de las hipótesis consideradas para explicar la rotura del PF12 es que en su lento deslizamiento el terreno ha arrastrado y comprimido la conducción enterrada en zanja, desde la J6 hasta el PF12, que por sus características ha actuado como auténtico punto fijo. Con el acortamiento de 150 mm que ha sufrido la conducción (suma de los desenchufes en las juntas J2 y J6), se calcula un valor de la compresión en el extremo de la conducción, y una fuerza de empuje sobre el PF12 estimado en 686 T.

En 1997 se registran fuertes lluvias y se describen deslizamientos y agrietamientos a lo largo de la traza de la tubería, momento en que se realiza una inspección del PF11.

En mayo de 1999 se rompe la tubería y el macizo de apoyo del PF11. Se corta la tubería en el PF11, se instala un nuevo tramo por encima del punto fijo, y éste último se repara en 1999 aplicando un peso de hormigón superior al del macizo inicial.

4. MOVIMIENTOS DE LA LADERA

Los inclinómetros instalados como consecuencia de las diversas roturas son una fuente de información importante. A pesar de la utilidad de observaciones previas, se mantienen dudas sobre la inmovilidad de las referencias utilizadas en los trabajos topográficos. Los inclinómetros, si se extienden en profundidad hasta tramos reconocidamente estables, proporcionan datos fiables sobre los movimientos en cabeza y sobre la naturaleza de los movimientos de la ladera.

El periodo 2004-2013 es interesante porque incluye épocas secas y lluvias puntuales de mucha intensidad, especialmente en diciembre de 2009 (431 mm) y en los primeros meses del año 2010, en el que se midió una precipitación total de 1426 mm, frente a años secos como el 2005 o el 2007 en el que sólo se registraron precipitaciones totales de 258 y 415 mm respectivamente. Aunque los inclinómetros no se miden continuamente, el periodo de 9 años de medidas (2004-2013) es probablemente representativo de un ciclo donde alternan años secos y años húmedos e incluso se dan precipitaciones muy intensas.

En la zona aérea de la tubería (Inclinómetros 1 a 4) la información de los inclinómetros es razonablemente precisa. Se han medido desplazamientos totales de 27 mm, 57 mm, 59 mm, y 61 mm, respectivamente, en un periodo de 9 años. La profundidad de la superficie de rotura aumenta ladera abajo, (6.50 m, 12m, 17m y 28 m). Seguramente el movimiento se caracteriza por saltos discretos con ocasión de lluvias fuertes. No existe una indicación clara de un movimiento de “reptación” en periodos secos (que pueden ocupar varios años). Los inclinómetros, casi sin excepción, han mostrado la existencia de una superficie de rotura a profundidades bien definidas. Es el esquema clásico de deslizamientos apoyados en bandas de corte y movimiento como un “sólido rígido” por encima de la superficie de rotura. La Figura 4 ilustra este comentario, en el caso de los Inclinómetros SI-1, SI-3 y SI-5.

La componente dominante del deslizamiento es en la dirección de la tubería. Sin embargo, de forma sistemática, los movimientos indican una componente significativa dirigida hacia el Sur (a la izquierda si se mira la tubería de arriba abajo). Ello coincide con algunas observaciones históricas de los movimientos.

El inclinómetro SI-6, situado en el PF11 es singular. En la última lectura muestra un salto importante en el desplazamiento con relación a la lectura previa (en 2010). Se midió un desplazamiento superficial total de 192 mm. y una profundidad de rotura somera (2.5m). La orientación no siguió la pauta establecida para el resto, sino que apunta hacia el barranco (Figura 5). Este desplazamiento se ha considerado como una circunstancia aislada, y se introduce en el cálculo descrito más adelante de forma puntual.

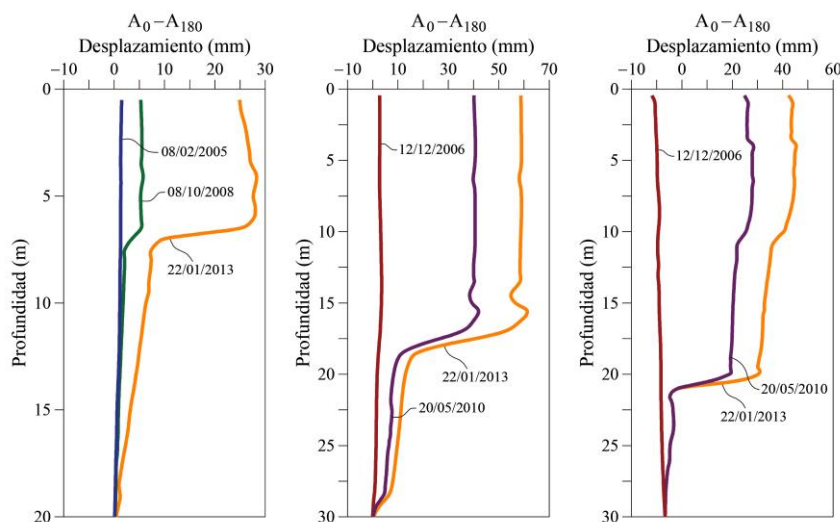


Figura 4. Perfiles de movimiento de los inclinómetros SI-1, SI-3 y SI5.

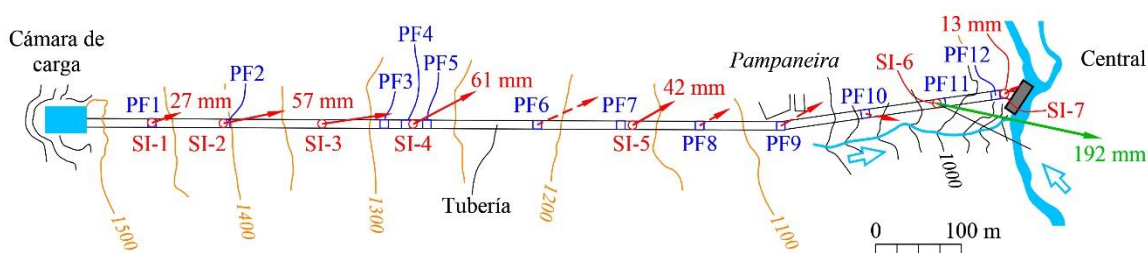


Figura 5. Desplazamientos medidos en el periodo 2004 – 2013 en los inclinómetros instalados a lo largo de la tubería.

5. MODELO ESTRUCTURAL DE LA TUBERÍA Y ACCIONES CONSIDERADAS

Se construyó un modelo tridimensional de la tubería con el objetivo de analizar la reacción estructural que generan los movimientos impuestos por el terreno.

Se trata de un modelo de barras que permite simular la interacción de apoyos de diferente tipo con el terreno (caracterizado como un muelle y su coeficiente de balasto), la introducción de

desplazamientos impuestos y cargas aplicadas (incluida la asociada al esfuerzo que origina la presión interior en los cambios de dirección de la tubería) y la acción de la temperatura.

Las barras tienen una sección cilíndrica hueca variable, cuya geometría y material se fijaron a partir de los planos constructivos. Los estados límite del acero se determinan mediante un criterio general de Von Mises que tiene en cuenta la distribución tensional resultante de las cargas y desplazamientos indicados, así como de la actuación de una presión interior de agua.

Sobre este modelo se estudian diferentes escenarios, inspirados en la historia conocida de la ladera y en la geomorfología actual.

En primer lugar, se persigue la validación del modelo a partir de los datos disponibles, y se han aceptado algunas hipótesis:

- Los movimientos se imponen en los puntos fijos, que se consideran empotrados.
- Se adopta un periodo de 10 años como “incremento” de acciones sobre la tubería. En este periodo se toman como valores representativos de los movimientos (en magnitud y dirección) los resultados de la auscultación efectuada en el periodo 2004-2013. Se toma como periodo de cálculo las cuatro décadas 1960-2000. En este periodo se sitúan las roturas de 1990 (PF12) y 1998 (PF11)
- El cálculo se inicia en 1960.
- En tres ciclos, aproximadamente, se debería calcular una situación crítica en el PF12 y una década más tarde en el PF11. Estas roturas permiten validar el modelo.

Una vez validado el modelo, se simulan 4 periodos adicionales de “carga” (desde 2000 a 2040).

Estos cálculos ponen de manifiesto las secciones en las que se alcanzaría el estado de agotamiento del material en caso de no realizarse actuaciones que minimicen el efecto de los desplazamientos de ladera sobre la tubería.

5.1. Geometría y materiales

La geometría de la tubería se ha basado en los planos correspondientes al perfil longitudinal realizado por Sulzer Hermanos en junio de 1952. El tramo calculado corresponde a la tubería enterrada, desde el PF5 al PF12.

En los planos longitudinales aparecen referencias a materiales que conforman la tubería. Se trata de las denominaciones Col 28 y Dil 50. En el caso del acero con denominación Col 28 se ha adoptado un valor del límite de fluencia (f_y) de 280 MPa, y una resistencia a tracción (f_u) de 420 MPa. Para el acero Dil 50 se establece un límite de fluencia de 350 MPa y una resistencia a tracción de 520 MPa.

Asimismo, se han adoptado los siguientes valores de magnitudes características del acero:

Módulo de elasticidad (E)	204 GPa
Módulo de rigidez (G)	75 GPa
Coeficiente de Poisson	0.3
Coeficiente de dilatación lineal	$1.17 \cdot 10^{-5}$

5.2. Coacciones en la estructura

Para simular el terreno, se ha establecido un sistema de coacciones elásticas en las tres direcciones. Se estimaron las siguientes constantes de muelle a partir de los datos geotécnicos:

$$K_{\text{trans}} = 50000 \text{ kN/m}$$

$$K_{\text{vert}} = 50000 \text{ kN/m}$$

$$K_{\text{long}} = 20000 \text{ kN/m}$$

Estas coacciones se aplican a las barras de la estructura (discretizadas mediante nodos).

Para cada nodo del modelo estructural, el desplazamiento puede o bien ser desconocido y calculado, o bien ser conocido y, por tanto, fijarse como dato de entrada.

Los apoyos existentes son de dos tipos: empotrados o simplemente apoyados. En el caso de los puntos fijos, “empotrados”, tanto las traslaciones como los giros serán nulos por efecto de las cargas (desplazamientos *conocidos*). De forma análoga, un apoyo simple podrá girar en torno al eje local y , y desplazarse en la dirección del eje de la tubería (movimientos *calculados*; ver Figura 6), pero no perpendicularmente a ella ni en sentido vertical.

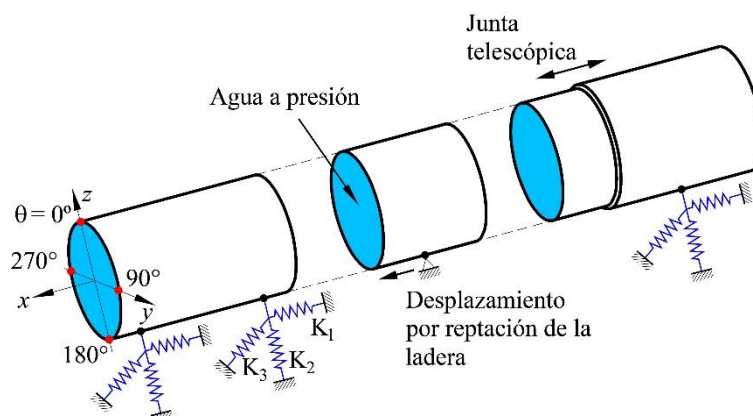


Figura 6. Esquema estructural de la tubería y ejes locales.

Es decir, para el correspondiente grado de libertad restringido, los movimientos experimentados por los apoyos –debidos a las cargas–, serán los que se produzcan en el terreno, de acuerdo con la rigidez establecida en cada dirección.

Las restricciones aplicadas a los apoyos son conceptualmente diferentes a los desplazamientos impuestos, que se “transforman” en cargas aplicadas.

5.3. Acciones

Las solicitaciones a que se ha sometido la estructura son diversas. En primer lugar, se consideran las cargas habituales, como las de tipo gravitacional (incluyendo el peso de acero, el peso de agua y el peso de tierras), las derivadas del gradiente térmico, y las generadas por el

uso normal de este tipo de aprovechamientos (presión de agua, golpe de ariete y fuerzas de desvío).

Las cargas excepcionales que es necesario introducir en el modelo son debidas a los movimientos que experimenta el terreno. El fenómeno de reptación produce desplazamientos en dirección aguas abajo y hacia la izquierda del eje de la tubería (dirección NE; Figura 5). Estas traslaciones se definen en el modelo como movimientos impuestos, cuyas componentes vectoriales se han medido con certeza en un período representativo de diez años (del orden de 10 a 60 mm), mediante los inclinómetros instalados en las proximidades de la conducción.

Debido al movimiento del barranco registrado en 2010, se aplica un desplazamiento impuesto en una etapa de cálculo puntual, sin añadir los movimientos de ladera.

Por último, todos los casos de carga (acciones permanentes y desplazamientos de ladera) se introducen en el modelo, realizando el cálculo en cuatro etapas de diez años, en los que las tensiones y deformaciones de cada período anterior son acumuladas.

A continuación, se describen las acciones que se han introducido en el modelo de la tubería:

Peso propio de la tubería

El peso de la tubería está dado por los diámetros interiores y los espesores de los diversos tramos de la tubería. Se calcula el peso propio a partir de las áreas de cada sección de la tubería y del peso específico del material, que en el caso del acero es de 78.5 kN/m^3 .

Peso de tierras que gravitan sobre la tubería

Las cargas de tierras que se sitúan sobre la tubería por encima de la generatriz se han introducido de forma similar al caso anterior, suponiendo una altura media de 2 m de cobertura y un peso específico del terreno de 19 kN/m^3 .

Presión interior de la tubería y golpe de ariete

La presión nominal de agua en el interior de la tubería se calcula a partir de la cota de cada tramo. Esta tensión no se introduce en el modelo, sino que se combina a posteriori con los resultados del cálculo numérico.

Se ha evaluado la acción del golpe de ariete como un incremento del 30% de la presión de la tubería. Nuevamente, la tensión debida a la sobrepresión se combina a posteriori con los resultados del modelo de cálculo.

Fuerzas de desvío: rotura de los codos

Durante la vida de la tubería de Pampaneira se produjo la rotura de algunos puntos fijos donde se producía una desviación importante de la directriz de la conducción. Estos puntos fijos cuentan con una cimentación para contrarrestar dicha fuerza de desvío.

La fuerza de desvío se calcula con la presión máxima que se produce en el punto correspondiente (incluyendo el golpe de ariete). Las fuerzas de desvío que se producen en apoyos sin anclaje se consideran acciones permanentes. Las fuerzas aplicadas en los apoyos

fijos sólo se tienen en cuenta cuando se modifican las restricciones en los apoyos bajo hipótesis de rotura del anclaje, o se desea estudiar el efecto tensional de liberar dicho apoyo.

Temperatura

Se ha evaluado una oscilación térmica en la tubería enterrada de 24°. Se han calculado las dos acciones siguientes: la correspondiente a un aumento de temperatura de 12° y la correspondiente a un decremento de temperatura del mismo valor, es decir -12°.

6. ESCENARIOS DE CÁLCULO Y RESULTADOS DEL ANÁLISIS

La validación del modelo requiere que se llegue a los estados de rotura conocidos (en primer lugar, la avería en el PF12 y, posteriormente, la del PF11). Para ello, se ha realizado un cálculo en cuatro etapas (1960-1970; 1970-1980; 1980-1990; 1990-2000). El resultado permite definir si se alcanzan los límites de rotura coherentes con las averías conocidas.

En un cálculo inicial se consideran las acciones permanentes, sin tener en cuenta los esfuerzos provocados por los movimientos de la ladera, a fin de obtener un mapa de tensiones de diseño del modelo.

En un segundo paso se realiza el cálculo asignando a los puntos PF5 a PF12 (excepto PF11) un campo vectorial de desplazamientos. Se combinan las acciones producidas por las cargas permanentes y los movimientos de ladera generales en 3 ciclos de 10 años (1960 a 1990), teniendo en cuenta en cada etapa los esfuerzos y deformaciones de la etapa anterior.

Al final de esta etapa de cálculo (1990) se produjo la avería en el PF12. Para simular esta situación (la de liberar tensiones), se ha supuesto la rotura del anclaje, dotando al apoyo de libertad de desplazamientos en las tres direcciones.

La última etapa en la validación del modelo incluye un período adicional de 10 años de deslizamiento de ladera. El resultado final es coherente con la rotura del PF11. Verificada esta situación, se supone la pérdida de sujeción entre la tubería y el macizo de anclaje y el corte de la tubería, liberándose las tensiones para los cálculos posteriores.

Este análisis secuencial a lo largo de 40 años (1960-2000) muestra, como era de esperar, que las secciones correspondientes a los apoyos fijos incrementan sus tensiones a medida que se suman acumulativamente los desplazamientos de ladera.

Los resultados que se obtienen reflejan tensiones superiores al límite de rotura, y son coherentes con los accidentes de 1990 y 2000 lo que permite aceptar que el modelo representa el comportamiento real de la tubería con suficiente aproximación.

El criterio de cálculo adoptado para etapas posteriores se resume en la Tabla 1. Se consideran tres estados. El estado I, o de partida, corresponde a la validación del modelo, que es capaz de predecir las roturas de los PF 11 y PF12.

El estado II simula la liberación de tensiones producida al reparar los puntos fijos, y se llevó a cabo eliminando las coacciones en el PF11 y en el PF12.

	Período	Descripción	Cargas aplicadas
Estado I	1960-2000	Validación del modelo	Permanentes Despl. Ladera 40 A
Estado II	2000+ε	Liberación de tensiones en PF11 y PF12	Permanentes Despl. Ladera 40 A
Estado III	2000-2010	Proyección a 10 años	ESTADO II + Despl. Ladera 10 A + Despl. Barranco
	2010-2020	Proyección a 20 años	ESTADO II + Despl. Ladera 20 A
	2020-2030	Proyección a 30 años	ESTADO II + Despl. Ladera 30 A
	2030-2040	Proyección a 40 años	ESTADO II + Despl. Ladera 40 A

Error! Reference source not found.. Descripción de los estados de cálculo. Proyección a 40 años a partir del año 2000.

Para estudiar la evolución de las tensiones en etapas posteriores, se restituyen las condiciones de apoyo originales en PF11 y PF12 (empotramientos). Es decir, en el Estado III se toman como tensiones iniciales las alcanzadas en el Estado II, y se suman las tensiones debidas al movimiento de reptación de la ladera, en 4 períodos adicionales de 10 años. Puntualmente, al final de la primera etapa de movimientos de ladera (2000-2010), se realiza un cálculo en el que se aplica únicamente el desplazamiento en el PF11 correspondiente a los movimientos observados en dirección al barranco. Estos movimientos crean una perturbación muy importante en el sistema tensional, que se extiende hasta el PF10. La tensión máxima supera el límite de fluencia del acero y se localiza en el punto de aplicación de la carga. Las tensiones se transmiten al PF12, alcanzando todo el tramo de tubería entre ambos apoyos valores de tensión de Von Mises superiores a los 450 MPa.

El modelo se ha extendido por un período adicional de 40 años (2000-2040) suponiendo un comportamiento similar del terreno al medido en los inclinómetros (con excepción del movimiento del barranco, que se pretende estabilizar). La Figura 7 muestra el resultado del cálculo en el año 2040. Se comprueba que algunas secciones de la tubería superan el límite de fluencia del acero e incluso el de rotura.

El modelo es especialmente útil para examinar el efecto de medidas correctoras. La Figura 8 es un ejemplo en este sentido. La transformación del Punto Fijo 8 en apoyo simple y la introducción de una junta telescópica en sus inmediaciones reduce las tensiones de Von Mises a valores aceptables inferiores al límite de rotura en toda la tubería, aunque se superan las tensiones de fluencia en algunas secciones concretas.

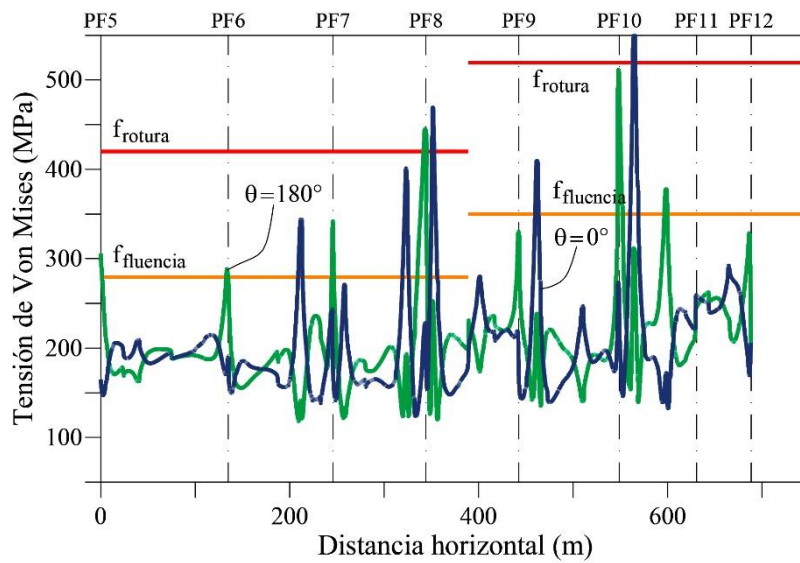


Figura 7. Tensiones de Von Mises en las posiciones $\theta = 0^\circ$ y $\theta = 180^\circ$ y valores de las tensiones de fluencia y rotura del acero. Previsión a 40 años (a partir de 2000) sin actuaciones sobre la tubería.

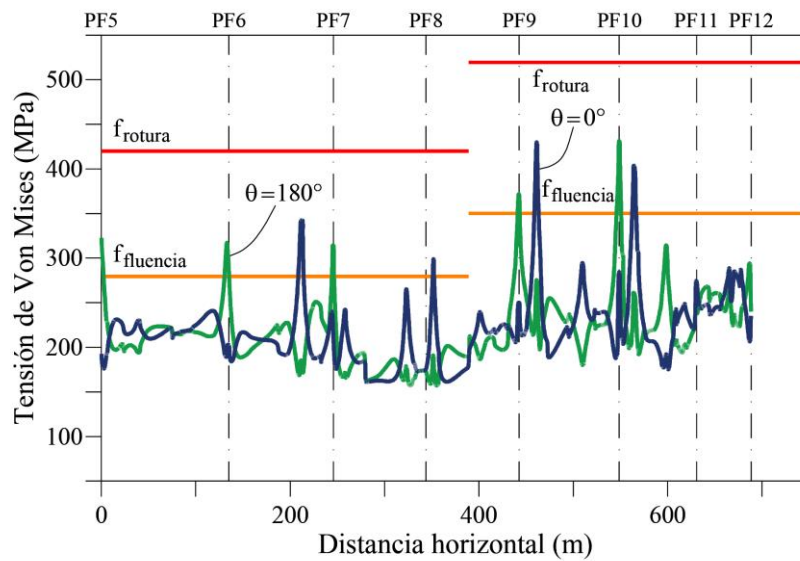


Figura 8. Tensiones de Von Mises en las posiciones $\theta = 0^\circ$ y $\theta = 180^\circ$ y valores de las tensiones de fluencia y rotura del acero. Previsión a 40 años (a partir de 2000) después de transformar el PF8 en apoyo simple y poner una junta de expansión en sus inmediaciones.

7. CONCLUSIONES

El artículo describe un gran deslizamiento en reptación lenta y el problema de supervivencia que genera en una tubería forzada apoyada sobre la superficie inestable.

El movimiento se ha observado, mediante inclinómetros, en un período de diez años en los que se han alternado episodios climáticos de sequía y precipitaciones intensas. El desplazamiento se origina en superficies de rotura profundas bien identificadas por los inclinómetros. En superficie, los movimientos se orientan aproximadamente en la dirección de la máxima pendiente, que no coincide con la orientación de la tubería. Los movimientos del terreno arrastran los puntos de apoyo de la tubería, y contribuyen a introducir esfuerzos crecientes sobre la sección resistente de acero. En efecto, en dos ocasiones (1990 y 2000) se han producido roturas en dos puntos de anclaje de la tubería en su tramo inferior.

El artículo describe el modelo estructural tridimensional de la tubería y su validación mediante el criterio de reproducir los accidentes ocurridos en 1990 y 2000. Para ello, se han impuesto los desplazamientos medidos en el período de auscultación (10 años) y se ha supuesto que en décadas previas o posteriores a la de auscultación se generarán movimientos similares. El modelo estructural se ha utilizado para proponer medidas correctoras que aseguren la supervivencia de la tubería en el futuro.

El caso pone de manifiesto la dificultad de resolver este tipo de problemas mediante consideraciones estrictamente geotécnicas. La integración del comportamiento estructural y del conocimiento geotécnico, singularmente la evolución esperada de movimientos, ha permitido dar una respuesta adecuada al problema planteado.

TRABAJOS EN CORTES DE PALLÁS

Greco Flores. MARCELO*

* Paramassi Ibérica, S.L.

RESUMEN

El Cañón del Júcar, apenas a 50 km de la Costa de Valencia, es un enclave tradicionalmente poco habitado, que en el último siglo se ha visto intensamente ocupado por importantes infraestructuras hidráulicas y energéticas que aprovechan y padecen la geomorfología del entorno que lo hace idóneo para su implantación. Esto requiere de numerosas e importantes actuaciones frente a estos riesgos geológicos que, a pesar de su dificultad de ejecución, se han realizado gracias a la cooperación entre medios y personas, como se hacen las grandes cosas.

1. EL CORTE DEL JÚCAR

Saber que la población de Cortes de Pallás fue en 1609 uno de los últimos reductos de resistencia de la Rebelión Morisca en el interior del Reino de Valencia, tan solo nos da una idea de lo agreste y abrupta que es esta zona del Cañón del Júcar.



La Muela de Cortes es una planicie formada por materiales Cretácicos, con una altitud media de 900 msnm que está rodeada al Norte y el Este por el río Júcar. Éste se encaja en un cortado de hasta 600 m de altura en un tramo desde su confluencia con el río Cabriel, en Cofrentes, hasta la confluencia del río Escalona, ya en Tous. En este tramo del río se encuentran los embalses hidroeléctricos de Cortes y El Naranjero y el de regulación de Tous.

Foto 1: La expulsión de los moriscos. Vicente Maestre, 1613.

Los materiales que forman las muelas que flanquean el Júcar se depositaron en los mares cálidos del cretácico medio y superior, que hoy reconocemos en una alternancia de niveles más

competentes y verticales, formados por masivos bancos de calizas y dolomías, y otros más deleznales compuestos por arcillas y margas, que forman las pendientes más tendidas marcadas en el paisaje por ser donde arraiga la vegetación.

Por las cercanías de Cortes de Pallás, del que ya intuimos de donde toma parte de su nombre, el Júcar ahonda en una estructura formada por fallas normales que crean el Graben del Júcar, donde podemos ver gracias a estas distensiones gravitacionales, diferentes bloques de la Muela de Cortes deslizados entre sí en dirección norte. A través de estas cicatrices afloran los dúctiles materiales triásicos que encuentra el río, corta y arrastra hasta el mar.

Son estas características particulares las que hacen que este rincón sur del Sistema Ibérico dé lugar al encuentro de una muela y un río de caudal insistente, a veces destructor, con un desnivel tan importante y a muy poca distancia.



Foto 2: Vista del cañón del Júcar.

2. EL PROBLEMA

Los cortados existentes los hacen idóneos para la construcción de grandes presas que aprovechen el desnivel del río para la generación de electricidad, tal es el caso de las presas de Cortes y El Naranjero, que dan pie a las centrales hidroeléctricas de Cortes y Millares, explotadas por Iberdrola. Tomando agua del embalse de Cortes, también existe la Central reversible de La Muela, una de las más importante del mundo en su tipo, que tiene una central subterránea y un gran depósito superior construido en lo alto de la Muela.



Foto 3: Vista de la C.H. de La Muela al pie de la misma.

Aguas abajo se encuentra la grandiosa presa de Tous, que regula el Júcar, riega la huerta valenciana y es el orgullo de la Confederación hidrográfica del Júcar.

El entorno descrito, las poblaciones existentes, los caminos que las unen y la importancia de los aprovechamientos hidroeléctricos, requieren el uso de importantes medidas de protección frente a riesgos geológicos, como desprendimientos y deslizamientos. Esto se puso de manifiesto tras el desprendimiento ocurrido el pasado 6 de abril de 2015 en las cercanías de Cortes de Pallás, que afectó al principal acceso a esta población y a la central subterránea de dicho aprovechamiento o en los más recientes ocurridos en diciembre de 2016 en las localidades de Millares y Cortes de Pallás nuevamente.

Y es que los problemas con los desprendimientos ya vienen de antiguo. Está documentado un accidente ocurrido en febrero de 1933 en el que fallecieron 10 personas en el poblado obrero durante la construcción de la antigua Central hidráulica de Millares.

3. LA SOLUCIÓN

Las medidas de protección promovidas por Iberdrola y la Diputación de Valencia, en las que ha participado Paramassi Ibérica, se pueden encontrar por toda la zona: en las dos márgenes de la presa de Cortes, en el tramo aéreo de la tubería forzada de la C.H. La Muela, en el sostenimiento del desprendimiento de Cortes de abril de 2015, en los viales de acceso a Cortes de Pallás y Millares. Aquí se han instalado diferentes pantallas dinámicas, mallas de alambre y redes de cable y anillos, para la protección de los accesos e instalaciones anteriores.

En la presa de Cortes, entre 2014 y 2017, se han colocado pantallas dinámicas tipo TSB de hasta 2000 kJ, así como mallas de triple torsión reforzadas, recubiertas de PVC donde las

condiciones de umbría así lo aconsejan en sustitución de los sistemas provisionales de obra existentes. El objetivo de la empresa energética ha sido y es, la seguridad de las personas que operan y mantienen las instalaciones, la protección de los elementos de vigilancia y control y la optimización de recursos invirtiendo en prevención.

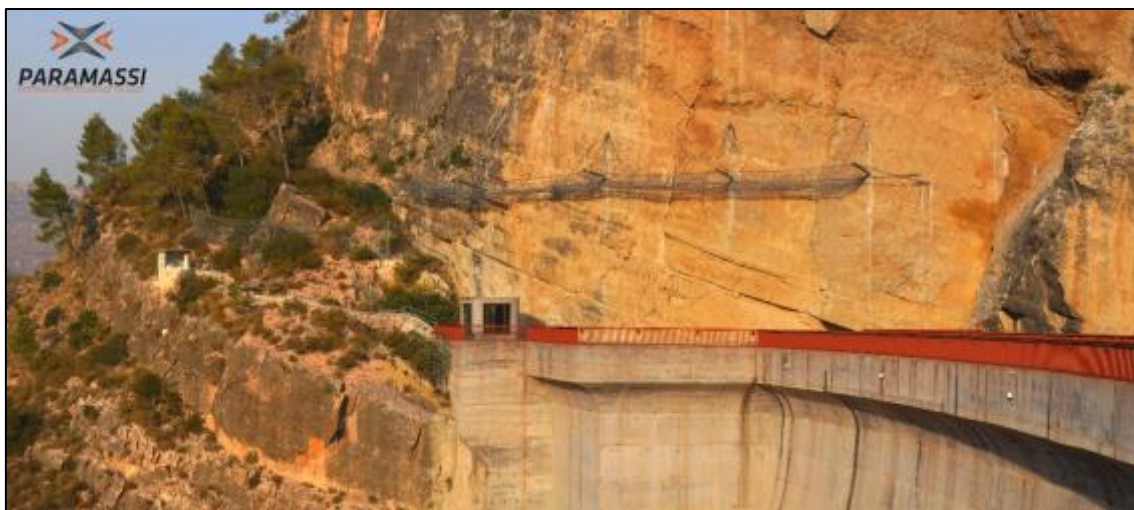


Foto 4: Pantallas TSB-11 de 2000 kJ en la margen derecha de la presa de Cortes.

En el flanco sur de este Cañón del Júcar, se encuentra un tramo aéreo de la tubería forzada de la Central reversible de La Muela, que transporta el agua entre las turbinas y el depósito de carga en lo alto de la muela. Esta instalación fue construida entre 1982 y 1989 en su primera fase. Por su ubicación en el fondo de una vaguada, está sometida a diferentes impactos y desprendimientos procedentes de los cantiles que la rodean, por lo que ha necesitado desde su construcción refuerzos de muros de gaviones, sostenimiento de taludes mediante hormigón proyectado, sencillas pantallas estáticas y unas de las primeras protecciones mediante pantallas flexibles colocadas en España.

Con el transcurso de los años se requería una nueva intervención. Los sostenimientos se tienen que mantener y las protecciones dejan de funcionar por lo que, en 2014, se instalaron 780 m de pantallas dinámicas tipo TSB con capacidad de 400 a 1500 kJ, que en los estudios realizados se tenían que colocar prácticamente junto a las ya existentes en la fase construcción, lo que puso de manifiesto el buen trabajo realizado con los medios y técnicas disponibles en su momento.



Foto 5: Vista de la tubería forzada de la C.H. La Muela con las pantallas dinámicas TSB-11 que la protegen.

Además de estas medidas pasivas se ejecutaron otras activas como proyectados de hormigón, bulonados puntuales y sistemáticos, la instalación de mallas de alambre, así como redes de cable y anillos adosadas para la contención de bloques con alto riesgo de caída.

En esta obra se implantaron dos innovaciones, por un lado, se comenzó a inspeccionar la zona de actuación mediante VANTⁱ generándose un modelo digital del terreno mediante fotogrametría, lo que entonces era la prehistoria de estas técnicas tan habituales hoy, y por otro se utilizaron dispositivos pirotécnicos como el Demorock para la fragmentación de bloques rocosos en lugares difícilmente accesibles y permitiendo así su retirada.

Esta técnica proporciona varias ventajas respecto a los métodos tradicionalmente utilizados para demoler y reducir volúmenes de rocas. Por señalar algunas de estas ventajas, se puede destacar la mínima tramitación administrativa para su utilización frente a los explosivos, la reducción/eliminación de vibraciones y proyecciones en entornos ocupados por personas o instalaciones, su rapidez y seguridad frente a los cementos expansivos.

ⁱ Vehículo aéreo no tripulado o comúnmente DRONES

En estos trabajos desarrollados a lo largo de un tramo de tubería de unos 475 m, con un desnivel de 250 m, a los que solamente se puede llegar caminando desde los dos extremos, el reto consistió en la gestión de los medios necesarios para el suministro de los materiales y el acceso del personal especializado. Para ello se diseñó una amplia campaña logística con medios aéreos, neumáticos y manuales.

Pero el verdadero reto comenzó el 6 de abril de 2015 en el que un desprendimiento de unos 10.000 m³ de tierras y rocas interrumpió el acceso principal a Cortes de Pallás y a la central subterránea, afectando a una parte de un edificio de control de la Central dejándola temporalmente sin servicio.



Foto 6: Vista del desprendimiento del 6-4-15 en la C.H. La Muela.

En estos casos los datos iniciales del estado de la situación son fundamentales para la toma de decisiones, para ello los primeros trabajos consistieron en el reconocimiento de la zona con fotografías, videos y la modelización tridimensional de la misma mediante VANT e inspecciones de especialistas.

Con esta información suministrada por Paramassi y sus empresas colaboradoras, se instaló

un sistema de vigilancia con miras ópticas colocadas sobre los principales bloques desprendidos para el control automático de los posibles movimientos, la ubicación de una doble barrera de pantallas dinámicas tipo TSB y un conjunto de redes de anillos envolventes reforzadas con cables de acero anclados al terreno. Se tenía como objetivo proteger el resto del edificio afectado y el paso de personal por el túnel de acceso a la Central con las garantías de seguridad necesarias. Esto permitió a Iberdrola la rápida reactivación de las actividades normales de la misma, a pesar de la situación de provisionalidad e incertidumbre existente.

Con la experiencia acumulada en los trabajos anteriores, el equipo formado por el personal de Iberdrola y Paramassi ibérica, y la determinación necesaria, se diseñó un plan de trabajo, que en sus líneas generales consistió en la estabilización del nuevo talud y la retirada del material desprendido. De esta manera se impidió la reactivación del mismo y por encima de todo evitar daños al personal participante y al resto de instalaciones que aún estaban en servicio.

La estabilización del nuevo talud consistió en el saneo del mismo y el montaje en el escarpe superior, formado por niveles de margas y arcillas, de una malla de alambre de triple torsión con geomalla tipo KMat-R, reforzada con bulones y cables de acero. Esto permitió que el personal y medios descolgados pudiera trabajar sin riesgo a que las cuerdas movilizaran algún bloque que callera sobre ellos.

El siguiente paso era el sostenimiento y consolidación de las zonas del macizo más descomprimidas. Para ello se adosó una banda de atado mediante cables de acero anclados al macizo sano con anclajes de doble cable de acero tipo Tubinox.

A continuación, ya con un nivel de riesgo menor, se adaptaron redes de anillos para aumentar la capacidad de retención y el nivel de seguridad del personal que procedió a la consolidación del sistema de diaclasas y fracturas abiertas. Esto se hizo mediante el relleno e inyección con lechada de cemento en todo el macizo dañado, que posteriormente se consolidó con bulones de acero de diámetro 32 mm.

Los bulones tenían longitudes variadas entre 3 y 16 m y se ejecutaron con patín, por ser altamente peligroso emplazar grúas y demás medios en la base de dicho macizo, donde se encontraba el material desprendido.



Foto 7: Consolidación de la Zona 3 desprendimiento de La Muela

El tamaño de los bloques desprendidos superaba en muchos casos los 10 m^3 llegando incluso a 250 m^3 , por lo que era necesario su fragmentación para permitir su retirada, pero el uso de maquinaria pesada con martillos neumáticos o de voladuras tradicionales se desestimó para evitar la temida removilización que tanto daño hubiera causado.

Por la experiencia en trabajos anteriores, se usaron dispositivos pirotécnicos Demorock activados por personal especializado que, con medios manuales, podía desplazarse por el desprendimiento, asegurar y retirar los bloques más inestables o amenazantes, evitando a su vez que se movilizaran hacia el embalse y las zonas de tomas de la central que debían protegerse.

La paulatina incorporación de especialistas en movimientos de tierras y la retirada del material mediante la construcción de bancos, motas de protección y más pantallas dinámicas tipo TSB-6/11, permitió la apertura del acceso rodado a la Central en 16 semanas y el despeje de las carreteras en 23 semanas, comenzando así la reconstrucción de las plataformas de las carreteras, que dieron paso a los vecinos el 18 de diciembre de ese mismo año.



Foto 8: Vista de un VANT de la zona de trabajos.

Pero las labores de aseguramiento de la ladera norte de La Muela continuaron con la instalación de 1.030 m de pantallas dinámicas tipo TSB, 6200 m² de redes de anillos y 4.100 m de bulones perforados, que necesitó de nuevo del uso de medios aéreos combinados con una importante campaña logística coordinada por la Diputación de Valencia y Paramassi ibérica.

Como ya es práctica común en las actuaciones de Paramassi, para el análisis y dimensionamiento de las soluciones aportadas, se usó un levantamiento fotogramétrico realizado por un VANT, teniendo así un punto de vista complementario al aportado por los especialistas en trabajos verticales y poder así mostrar al promotor de las obras la situación casi real de la ladera.

Entre otros trabajos de saneo, sostenimiento puntual y generalizado, se actuó en un sector de difícil acceso formado por una aguja o “torreón” casi exento del macizo principal, que resultó imposible estabilizar con bulones por comprometer la seguridad de los trabajadores. Esta actuación consistió en la reducción del volumen rocoso inestable, por medio de la técnica de fragmentación Demorock, ya utilizada. Con este procedimiento se consiguió eliminar unos 1.800 m³ de la parte superior del bloque, trasladando así su centro de gravedad hacia la pared rocosa estable, dotándola de un mayor factor de seguridad.



Fotos 9 y 10: Izado del material mediante un helicóptero.



Foto 101: Protecciones instaladas en la ladera para la protección de la CV-428.

4. EXPERIENCIAS PARA EL MAÑANA

Paramassi ibérica es una empresa joven, constituida por un grupo de personas que reconocen que el proceso geodinámico es lento e imparable y que cuando la actividad humana se interpone en su camino, solamente el atesoramiento del conocimiento acumulado por los que han estado antes, el uso y desarrollo de nuevas técnicas y el *trabajo conjunto con nuestros clientes*, nos puede ayudar a resolver estas difíciles situaciones, con el principal objetivo de ofrecer un servicio de calidad, con la mayor transparencia y profesionalidad de la que somos capaces, aunque en ocasiones esta conducta implique reducir nuestro volumen de negocio. La ética es un valor que nunca se debe perder y permite que nuestros clientes se sientan seguros y confiados en el equipo que les ayuda.

REFERENCIAS

Catalá Sanz, J.A., Pérez García, P., 2002. “*Los moriscos de Cortes y los Pallás: Documentos para su estudio*” Valencia. Universidad de Valencia.

Elipe Salmador, J.C., 2015. “*Proyecto de actuaciones de emergencia de sujeción de ladera y desescombros a la altura del P.K. 15+650 de la carretera CV-428*”. No publicado.

Elipe Salmador, J.C., 2016. “*Proyecto para la reposición de plataformas de las carreteras CV-428 (P.K. 15+325 a P.K. 15+425) y Cortes de Pallás – Otonel (P.K. 0+035 A P.K. 0+135)*”. No publicado.

Fondos fotográficos de Paramassi Ibérica. No publicados.

Vera Torres J.A., 2004. “*Geología de España*”. Salamanca: Sociedad Geológica de España.

ANÁLISIS DEL DESPRENDIMIENTO ROCOSO DE SON POC (MALLORCA, 2013) MEDIANTE MODELIZACIÓN 3D

Roberto Sarro*, Rosa María Mateos*, Inmaculada García-Moreno*, Gerardo Herrera*

* Geohazard InSAR Laboratory and Modelling Group. Área de Riesgos Geológicos. Instituto Geológico y Minero de España.

RESUMEN

En el municipio de Bunyola, situado en la cara sur de la Serra de Tramuntana de la isla de Mallorca, y después de un periodo de intensas lluvias y bajas temperaturas, se produjo, en la mañana del 6 de marzo de 2013, un desprendimiento rocoso en el Puig de Son Poc (493 m). El evento, de tipo vuelco, provocó la movilización de un volumen aproximado de 4000 m³ de roca, el cual, y posteriormente al impacto, se fragmentó en numerosos bloques que se desplazaron a lo largo de la ladera. Las trayectorias seguidas por los bloques con dirección SE alcanzaron varias viviendas produciendo graves daños materiales. Para realizar el análisis del desprendimiento rocoso, se ha utilizado el software RocPro3D para determinar y reproducir las trayectorias seguidas por los bloques en 3-dimensiones, las velocidades estimadas y las energías alcanzadas, así como las alturas, impactos y los puntos de parada o máximo alcance.

1. INTRODUCCIÓN

Los desprendimientos de rocas son el tipo de proceso geomorfológico que representa mayor peligrosidad en zonas de alta montaña (Whalley 1984). Las rocas que se desprenden en este tipo de eventos van desde pequeños cantos de pequeño tamaño a grandes bloques de cientos de metros cúbicos de tamaño, y durante sus trayectorias de caída pueden llegar a alcanzar velocidades de decenas de metros por segundo (Guzzetti et al., 2002). A pesar de que se trata de procesos que normalmente no están asociados a grandes masas de terreno, los desprendimientos de rocas son uno de los movimientos más destructivos y de los que mayores muertes causan a lo largo de todo el mundo (Guzzetti 2000a, b; Mateos 2013).

La isla de Mallorca se encuentra en el Mediterráneo occidental y presenta una amplia variedad

de dominios geomorfológicos. La Serra de la Tramuntana se localiza en la parte noroeste de la isla (Fig. 1) y se caracteriza por presentar una topografía escarpada, lo que junto con su complejidad geológica y un clima mediterráneo, favorece que se produzcan frecuentes movimientos de ladera (Mateos y Azañón 2005). En este sentido, los desprendimientos de roca son el tipo de movimiento de ladera más común en la Serra de la Tramuntana (Mateos et al., 2012), debido al predominio geológico de macizos rocosos jurásicos compuestos principalmente por calizas y dolomías. Así, históricamente, existen multitud de registros de desprendimientos rocosos acontecidos en la Serra. Uno de los casos más significativos, por el volumen de roca implicado, es el desprendimiento que tuvo lugar en la zona de Valldemossa el 16 de marzo de 1857 que arrasó una amplia zona de cultivo. Aunque más recientemente, también encontramos números ejemplos significativos, como los que tuvieron lugar entre los años 2008 y 2010, un periodo en el que la isla de Mallorca experimentó los inviernos más fríos y húmedos de los últimos 40 años. Durante estos años, la precipitación acumulada fue el doble de la media y se llegaron a registrar valores de precipitaciones de hasta 296 mm/24 h, muy similares a los calculados para un periodo de retorno de 100 años. Además, este periodo de altas precipitaciones, coincidió con un predominio de bajas temperaturas, lo que provocó abundantes nevadas y fuertes heladas en las zonas más altas de la Serra de la Tramuntana. Como resultado de esta particular situación climatológica, se registraron 34 movimientos de ladera que afectaron seriamente a la red de carreteras, así como a zonas urbanas. El inventario para este periodo incluye: 14 caídas de roca, 1 avalancha de rocas, 15 deslizamientos de tierra y 4 colapsos kársticos (Mateos et al., 2012).

En este trabajo se describe el desprendimiento acontecido en el Puig de Son Poc, situado en la zona sur de la Serra de la Tramuntana (municipio de Bunyola) el 6 de marzo de 2013. Este desprendimiento se inició con el vuelco de un gran volumen de roca sobre una ladera muy pronunciada. El impacto de la roca en la base del escarpe produjo su fragmentación en numerosos bloques, que rebotaron y rodaron por la ladera, llegando a impactar en varias viviendas. Afortunadamente no hubo que lamentar pérdida de vidas humanas, a pesar de la presencia de algunas personas dentro de las casas en el momento en el que se produjo el evento. Con el fin de analizar este desprendimiento de rocas, se ha realizado una simulación mediante un modelo tridimensional de base física implementado en el software RocPro3D. Como resultado, se han determinado las trayectorias y los mapas de energía alcanzada, velocidades, puntos de impactos y puntos de parada o alcance (Cottaz et al., 2010). Estos resultados han sido validados mediante las observaciones que se realizaron en campo en los días posteriores al desprendimiento.

2. MARCO GEOGRÁFICO Y GEOLÓGICO

La Serra de Tramuntana es el principal conjunto montañoso de las Islas Baleares (Fig. 1) con una longitud de 90 km y una anchura media de 15 km (1.100 km²). Su estructura geológica determina una vertiente meridional de relieve más suave, frente a una vertiente norte y costera muy escarpada, con claro dominio de acantilados. La altura media de la Serra se sitúa aproximadamente en los 600 m, y en su parte central, se sitúa el punto de

mayor altitud, el Puig Major (1445 m). La región de la Tramuntana abarca 16 municipios con una población total de 115.000 habitantes, siendo la cara norte de la Serra la zona más poblada y urbanizada. En relación a la economía de esta región, depende principalmente del sector turístico, lo que representa el 95% de sus ingresos. Es por ello significativa la repercusión que tuvo el desprendimiento de Son Poc en toda la comarca.

La orografía de la Serra de Tramuntana es el resultado de la orogenia Alpina, acontecida en el Mioceno Inferior y Medio (20 m.a.). La columna estratigráfica de la Serra de Tramuntana está formada, en primer lugar, por retazos de afloramientos de pizarras del Carbonífero, y finaliza con sedimentos de tipo coluvión del Cuaternario. Las litologías predominantes son las de tipo carbonatada, destacando las calizas y las dolomías del Jurásico. La estructura está condicionada por un apilamiento de cabalgamientos vergentes hacia el NW (Alvaro 1987, Sàbat et al., 2011), cuyo nivel de despegue está constituido los sedimentos más blandos del Triásico Superior (Keuper), arcillas, yesos y rocas volcánicas.

El desprendimiento de Son Poc tuvo lugar en la cara sur de la Serra de la Tramuntana, en el municipio de Bunyola (Fig 1). El Puig de Son Poc, con una altura de 493 m, es una formación compuesta en su zona más alta por calizas y dolomías del Lías. A medida que se desciende por la ladera, la formación predominante son las calizas margosas del Rethiense. Finalmente, en la base de la ladera, donde el relieve comienza a ser más plano y donde se ubican varias viviendas, los materiales que abundan son los depósitos aluviales y coluviales cuaternarios (arcillas y arenas con cantos rodados).

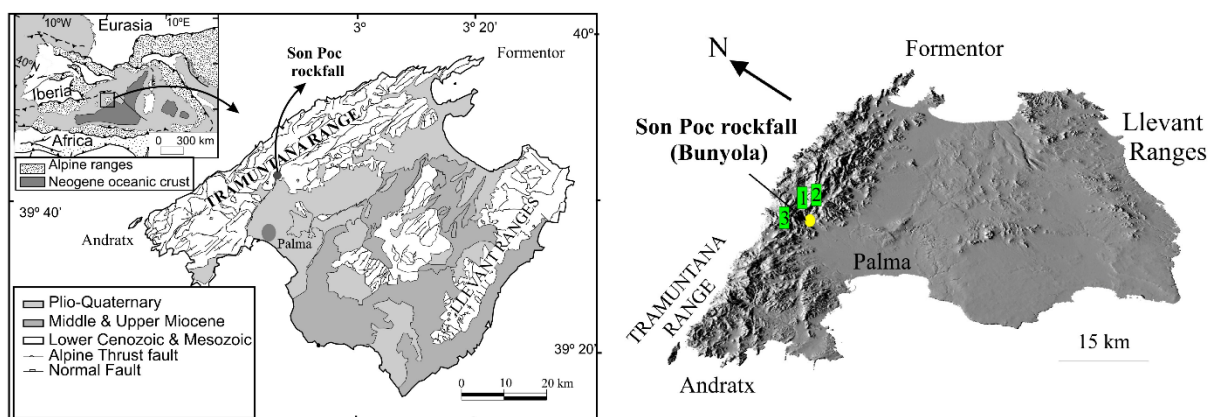


Figura 1. Mapa geológico simplificado de la isla de Mallorca en el contexto del Mediterráneo occidental. El desprendimiento de Son Poc tuvo lugar en la vertiente sur de la Serra de Tramuntana, con un predominio claro de materiales mesozoicos

3. DESCRIPCION DEL DESPRENDIMIENTO DE SON POC

El desprendimiento tuvo lugar el miércoles 6 de marzo de 2013, a las 11,05 horas de la mañana. Un volumen de roca aproximado de 4.000 m³ se liberó del escarpe meridional del Puig de Son Poc (493 m), en su sector más occidental, dando lugar a un súbito desprendimiento de rocas. El análisis de la cima del Puig de Son Poc puso de manifiesto la

existencia de un elevado grado de fracturación del macizo rocoso, resaltando una familia de diaclasas prácticamente vertical, el cual da el aspecto laminado a la cumbre; la dirección y buzamiento de estas diaclasas, muy penetrativas en el macizo rocoso, es: N130°E ± 83° SO. En la base del área fuente del desprendimiento, se observó un plano muy nítido de rotura, que parece corresponder con una falla que buza unos 20° hacia el norte, en sentido contrario a la ladera afectada (Fig. 2A). Este plano delimita en la base un escarpe casi vertical donde se observan numerosas cicatrices de desprendimientos antiguos, así como el del ocurrido el 6 de Marzo del 2013. La conjugación de este plano de falla basal y el diaclasado vertical permitió establecer que la tipología de la rotura era similar a un “vuelco” de bloques.

El impacto sobre la ladera del gran bloque desprendido provocó su fracturación en bloques de menor tamaño, dando lugar a dos caminos preferentes: uno de mayor alcance (376 m) con dirección SE y otro de menor alcance (150 m) hacia el SO (Fig. 2B). Los bloques de mayor tamaño llegaron hasta la base de la ladera, destruyendo parcialmente los muros de aterramiento tradicionales en la zona (marjadas), arrasando la vegetación arbórea, e impactando alguno de ellos contra las viviendas situadas en las zonas más bajas de la ladera. El inventario de bloques (ver localización en figura 4B) pone de manifiesto que la mayor parte de ellos se concentraron en la parte más baja de la pendiente. Se observó que los mayores tamaños alcanzaban los 35 m³, lo que equivaldría a un peso aproximado de unas 75 Tm. El alcance del bloque más alejado del escarpe de rotura llegó a los 376 m, salvando un desnivel de 225 m. Los indicios y las marcas encontradas sobre la ladera ponen de manifiesto que los bloques bajaron a grandes velocidades, con movimientos de tipo rebote y rodadura. Los impactos observados en el terreno fueron notables, con depresiones superiores a 1 m de profundidad (Fig. 2C y Fig. 2D). El bloque que impactó contra una de las viviendas tenía un volumen de 8 m³ y un peso estimado 17,5 Tm. Afortunadamente, no hubo que lamentar fatalidades a pesar de la presencia de algunas personas en la vivienda en el momento del desprendimiento (Fig. 2E y Fig. 2F). El análisis visual de la ladera del Puig de son Poc puso de manifiesto que este tipo de procesos ha venido siendo habitual a lo largo del tiempo geológico. Se pueden identificar infinidad de bloques procedentes de antiguos desprendimientos, así como la presencia de canchales de rocas (localmente denominados rossegueras) en todas las vertientes del Puig de Son Poc, siendo especialmente significativo el canchal que aparece en la cara suroccidental, y sobre el cual se han superpuesto numerosos bloques procedentes del desprendimiento actual.

Con este escenario, y teniendo en cuenta que la principal fuente de ingresos en Mallorca es el turismo (83% PIB), ya que acoge anualmente a más de 11,5 millones de visitantes, el desprendimiento de Son Poc fue un evento que causó un gran impacto social y contribuyó a una mayor consciencia del riesgo ante este tipo de procesos.

Análisis del factor desencadenante

La mayor parte de las caídas de rocas que ocurren en la Serra de Tramuntana son provocadas por: (a) Lluvias intensas concentradas en cortos periodos de tiempo, estimándose un umbral desencadenante en torno a 90 mm por 24 h (Mateos et al., 2007); (b) Tras la ocurrencia de varios ciclos de hielo-deshielo previos a la rotura, cuando el macizo rocoso se encuentra

parcialmente saturado en agua, rellenando las grietas y diaclasas (Mateos et al., 2012).

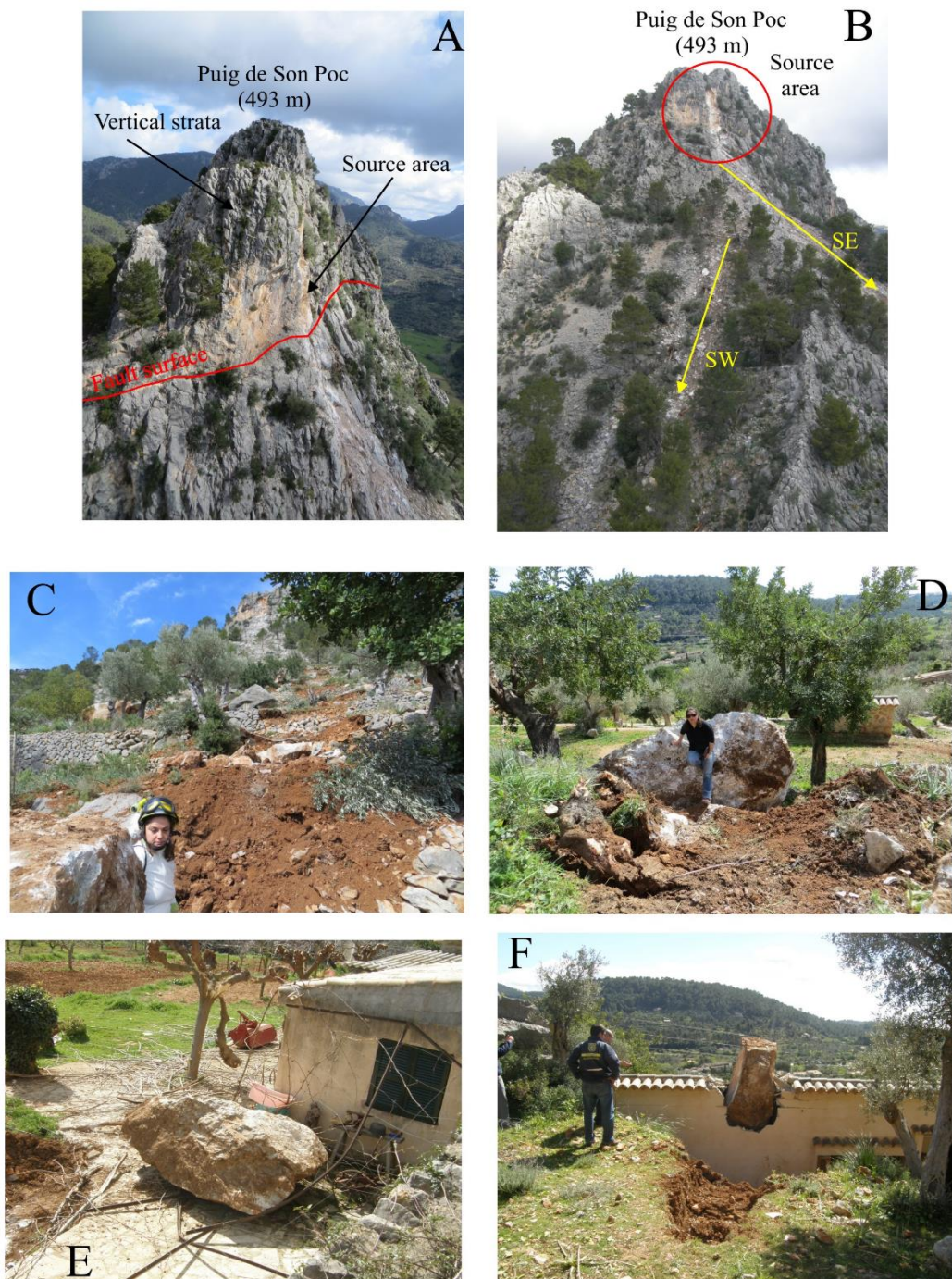


Figura 2: A) Estratos verticales en la cumbre del Puig de Son Poc, delimitados en la base por una falla. B) Vista de los dos caminos preferenciales que siguieron los bloques. C) Efecto producidos por los bloques sobre las marjadas. D) Impacto producidos en el terreno y marcas de arrastre. E) Detalle de uno de los bloques que alcanzó la zona urbana. F) Bloque de 8 m³ que impacto contra el techo y la pared de una de las viviendas.

Para determinar las condiciones que desencadenaron el desprendimiento de Son Poc, se analizaron los datos registrados en las estaciones meteorológicas más cercanas (véase la ubicación en la Fig. 1): Biniforani Nou B249 (datos de precipitación), Bunyola-Raixsa B260 (datos de precipitación) y B236C Palma-Universidad (datos de temperatura). Los datos que se obtuvieron fueron: la precipitación diaria (mm), la lluvia acumulada (mm) y las temperaturas mínimas ($^{\circ}\text{C}$) registradas, desde principios de febrero de 2013. La figura 3 muestra el gráfico que relaciona estos parámetros con la ocurrencia del desprendimiento de Son Poc. El análisis detallado permite afirmar que el desprendimiento de Son Poc se produjo después de un período lluvioso, con precipitaciones acumuladas de hasta 85 mm/34 días, según la estación meteorológica más cercana (B249), combinado con un período muy frío, en el que se produjeron una sucesión de varios ciclos de hielo-deshielo (6 constatados), con temperaturas mínimas de hasta $-5,14^{\circ}\text{C}$ el día 27 de febrero.

Se puede concluir que la coincidencia de lluvias intensas y continuadas en la zona con bajas temperaturas que produjeron heladas, parece ser el motor que desencadenó el desprendimiento. Por un lado, la incidencia de las intensas lluvias sobre el macizo rocoso, generando sobrepresiones y saturando las grietas preexistentes. Por otro lado, al efecto acumulativo de los ciclos de hielo-deshielo, que pudieron debilitar la roca y provocar la propagación de fisuras, como consecuencia de la presión inducida por la formación de hielo; proceso tanto más efectivo cuanto más fracturada está la roca inicialmente, como es el caso que nos ocupa.

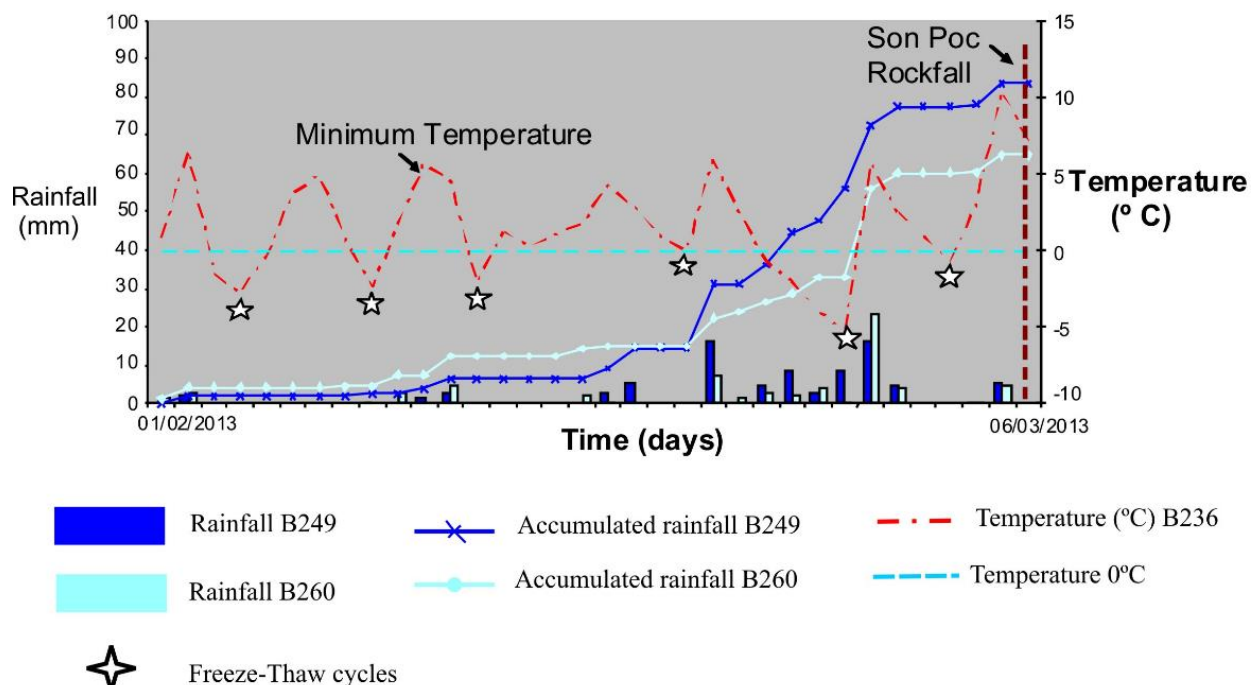


Figura 3: Relación entre precipitación diaria, precipitación acumulada y temperaturas mínimas, registradas en las estaciones meteorológicas: B249, B260 y B236 (ver localización en Fig. 1).

4. SIMULACIÓN 3D

La simulación del desprendimiento de Son Poc se ha realizado utilizando el software RocPro3D. Entre los datos de entrada para realizar la simulación ha sido necesario el modelo de elevación de la zona a una buena resolución. En este caso, se ha utilizado el modelo suministrado por el Instituto Geográfico Nacional (www.ign.es) de 5 m x 5 m de tamaño de pixel. Por otra parte, ha sido necesaria la recopilación de información sobre el terreno de zona de estudio, mediante observaciones de campo y el mapa geológico disponible (Mateos 2006). Así, se han diferenciado cuatro unidades litológicas (Fig. 4A): (a) rocas duras, que comprenden las dolomías del Lías; B) rocas blandas, correspondientes a las calizas del Rethiense; (C) suelo blando, formados por los materiales de depósitos aluviales; y, (d) suelo duro, que corresponde a la carretera. La calibración de los parámetros para cada unidad litológica (coeficientes R_N y R_T y coeficiente de fricción k) se ha realizado mediante las observaciones de campo, teniendo en cuenta aspectos como el alcance de los bloques (Tabla 1). El área fuente del desprendimiento (110 m^2) se ha situado en la zona alta del pico de Son Poc según la cicatriz dejada por el desprendimiento. Desde el área fuente se ha simulado el desprendimiento de 150 bloques de rocas, y se ha calculado su energía, velocidad, altura, densidad e información de impacto para cada trayectoria (Fig 4C). El volumen definido para estos bloques ha sido de 8 m^3 , siendo éste el tamaño de los bloques que golpearon las edificaciones.

Parameters	Dolostones	Marly limestone	Colluvial deposits	Roads
RESTITUTION COEFFICIENTS				
Mean normal value μ_{R_N} [-]	0.75	0.65	0.45	0.42
Mean tangential value μ_{R_T} [-]	0.85	0.75	0.7	0.87
Standard.-Deviation. σ_R [-]	0.011	0.0125	0.012	0.012
Limit velocity V_R (lim) [m/s]	10	10	10	10
Limit Std.-Deviation. σ_R (lim) [-]	0.005	0.0075	0.006	0.004
FRICTION COEFFICIENT: sliding (lumped mass) or rolling (rigid block)				
Mean value μ_k [-]	0.4	0.5	0.8	0.6
Standard.-Deviation. σ_k [-]	0.04	0.045	0.045	0.04
Limit velocity V_k (lim) [m/s]	10	10	10	10
Limit Std.-Deviation σ_k (lim) [-]	0.03	0.03	0.03	0.03
TRANSITION PARAMETERS				
Angle β_{lim} (acute case) [°]	4	3	6	4
Angle $\beta_{lim'}$ (obtuse case) [°]	35	35	45	35

Tabla 1: Parámetros utilizados en la modelización, según las unidades litológicas identificadas.

Las trayectorias obtenidas muestran dos direcciones preferenciales en donde se concentran la mayor parte de los bloques (Fig. 4C). Una dirección con orientación sureste (SE), que coincide con la mayoría de los bloques del inventario, y otro de orientación suroeste (SO). Para cada una de las trayectorias, se ha calculado la velocidad estimada y la energía

alcanzada por los bloques. En los resultados obtenidos, se ha observado que los mayores valores de energía llegan a alcanzar los 15000 KJ, y que las velocidades máximas son cercanas a los 60 m/s, y que éstas, se concentran en la zona media de las trayectorias que toman la dirección SE (Fig. 5A y 5B). En relación a las alturas alcanzadas, éstas se distribuyen en un intervalo de entre 1 a 15 m, situándose las menores cerca del área fuente y aumentando a medida que los bloques se desplazan por la ladera (Fig. 5C). Sin embargo, las mayores alturas de rebote se estiman en las trayectorias con dirección SO (hasta 15 m) en lugar de las que siguen la dirección SE (1 a 6 m), como ocurre con las estimaciones de los valores de energía y velocidad. El mapa de densidades proporciona el porcentaje de trayectorias que cruzan cada celda de la cuadrícula del modelo. En el desprendimiento de Son Poc la densidad más alta se encuentra en el canal con dirección SO (Fig. 5D). En relación a los resultados obtenidos sobre los puntos de impacto y el alcance de los bloques se evidencia que existe una correlación muy precisa con respecto a las observaciones de campo (Fig. 5E y 5F).

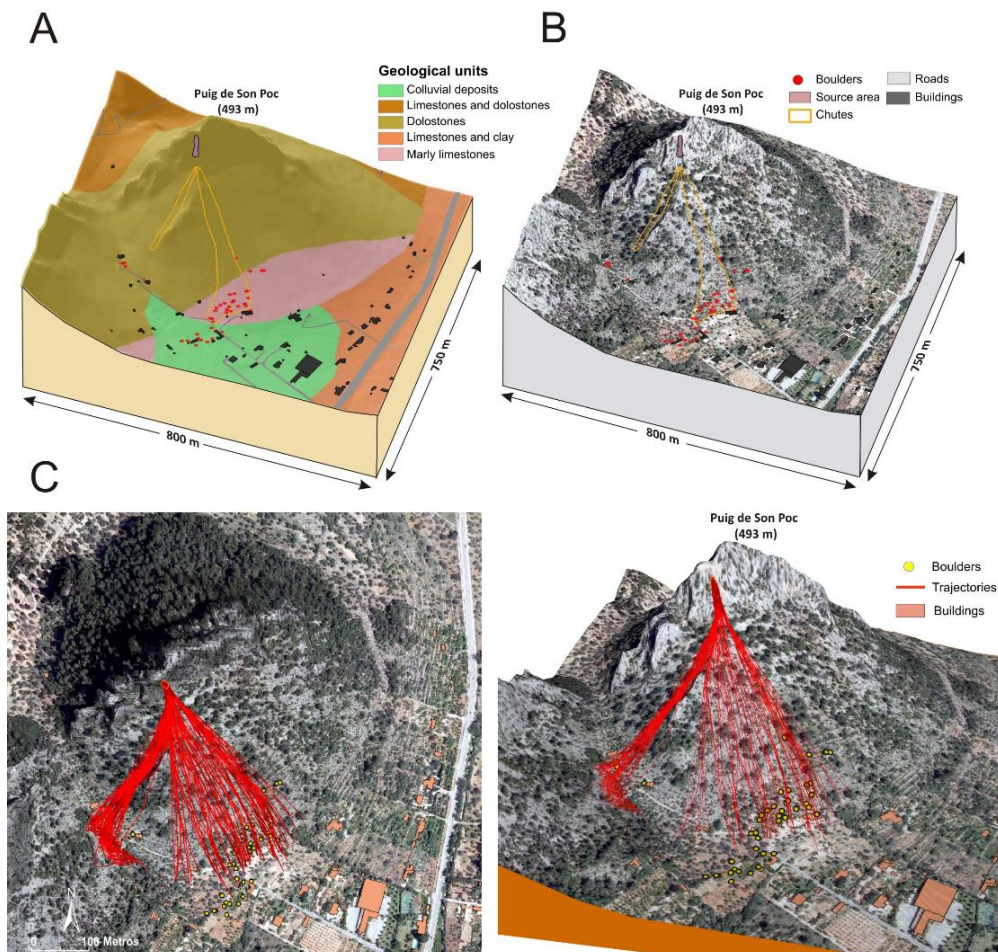


Figura 4: A) Mapa Geológico en 3D según Mateos (2006). B) Ortoimagen 3D de la zona del desprendimiento. C) Trayectorias simuladas mediante el software RocPro3D.

Durante el estudio se ha seleccionado la trayectoria más parecida a la que impactó sobre la vivienda, de las 150 simulaciones realizadas. El análisis de los perfiles de energía, velocidad y altura de esta trayectoria ha permitido determinar que el bloque impactó en la casa con una energía de 3000 KJ, y una velocidad superior a los 10 m/s, siendo la altura del rebote entre los 0,5 m y 1 m. Estos resultados sugieren que el bloque de roca se encontraba en una fase de rodadura o deslizamiento, como puede apreciarse por las cicatrices identificadas en el terreno (Fig. 2F).

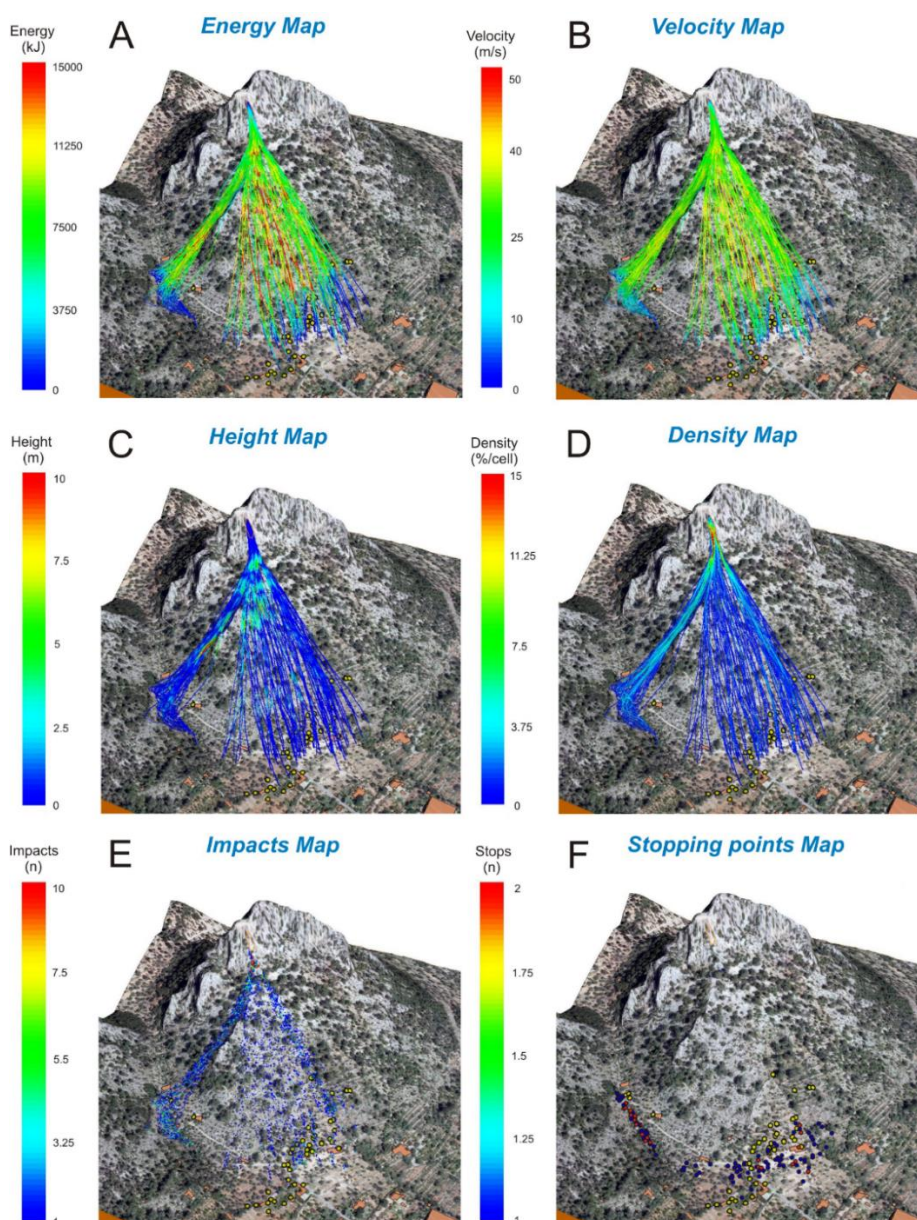


Figura 5: A) Mapa de energías. B) Mapa de velocidades. C) Mapa de altura de rebote. D) Mapa de densidades. E) Mapa de puntos de impacto. F) Mapa de puntos de alcance máximo.

5. CONCLUSIONES

El desprendimiento de rocas de Son Poc ocurrió el 6 de marzo de 2013 en el municipio de Bunyola (Mallorca). Mediante la realización de trabajos de campo, se pudo definir el tipo de rotura y las trayectorias seguidas por los bloques y sus impactos. El desprendimiento de Son Poc se caracterizó por ser de tipo vuelco, movilizándose una masa de roca (dolomías del Lías) en torno a los 4.000 m³. El impacto de esta masa de roca sobre la ladera produjo su fragmentación en multitud de bloques, los cuales tuvieron un tamaño que oscilaba entre 1 m³ y 35 m³. Además, se identificaron dos grupos de trayectorias preferenciales: una de ellas con una longitud de 376 m hacia el sureste (SE) y la otra 150 m hacia el suroeste (SO).

Los factores desencadenantes se analizaron por medio de los datos registrados en diferentes estaciones meteorológicas cercanas al evento. De acuerdo con el análisis realizado, el desprendimiento fue posterior a un periodo en el que se registraron 85 mm de precipitación acumulada y 6 ciclos de hielo-deshielo en los 34 días previos a la rotura. La combinación de precipitaciones intensas y ciclos acumulativos de hielo-deshielo debilitó la roca y provocó la propagación de fisuras ya existentes. Esta argumentación concuerda con la hipótesis expuesta por Mateos et al. (2012) en relación con numerosos eventos de rocas producidos entre 2008 y 2010 en la Serra de la Tramuntana, cuando la isla experimentó los inviernos más fríos y húmedos de los últimos 40 años.

La simulación 3D del desprendimiento de Son Poc, por medio del software RocPro3D, ha sido muy útil para reproducir las condiciones dinámicas que se produjeron durante el evento, y las cuales se aproximan de manera muy exacta con las observaciones de campo. Las trayectorias calculadas revelan dos caminos preferenciales con orientación SE y SO. Además, se ha identificado que los mayores valores de energía alcanzada (hasta 15000 KJ) y las velocidades máximas (hasta 57 m/s) se concentran en el carril que toma la dirección SE. Mientras en el carril SO se sitúan las mayores alturas de rebote (hasta 15 m) y la mayor densidad de trayectorias. En relación a los impactos de bloques y a los alcances máximos de las trayectorias simuladas, éstos se ajustan bastante bien con las observaciones de campo. Las pequeñas diferencias que se aprecian pueden deberse a que se ha tomado un tamaño de bloque fijo de 8 m³, lo que no permite reproducir el amplio rango de volúmenes de bloques inventariados. Sin embargo, se ha observado que la correlación existente entre una de las trayectorias simuladas y la trayectoria de la roca que impactó en la pared trasera y el techo de una de las viviendas, tiene una alta precisión. Así, la simulación ha revelado que el impacto se produjo cuando el bloque se encontraba en fase de rodadura o deslizamiento, con una energía de 3000 KJ y una velocidad de 12 m/s.

Agradecimientos

El presente trabajo ha sido realizado en el marco del proyecto LAMPRE, del 7º programa Marco de la EU (FP7/2007-2013), con número de proyecto: 312384.

REFERENCIAS

- Álvaro, M., 1987. La tectónica de cabalgamientos de la Serra Norte de Mallorca (Islas Baleares). *Boletín Geológico y Minero*, 98: 34-41
- Cottaz, Y., Barnichon, J.D., Badertscher, N., Gainon, F., 2010. PiR3D, an effective and user-friendly 3D rockfall simulation software: formulation and case-study application. *Rock Slope Stability Symposium*, Paris, 2010.
- Guzzetti, F., 2000a. Landslides fatalities and the evaluation of landslide risk in Italy. *Engineering Geology* 58: 89-107
- Guzzetti, F., 2000b. Landslide fatalities and evaluation of landslide risk in Italy. *Environmental Management*, 18: 89-107
- Guzzetti, F., Crosta G., Detti, R., Agliardi, F., 2002. STONE: A computer program for the three-dimensional simulation of rock-falls. *Computers Geosciences* 28 (2002): 1079-1093
- Mateos, R.M., Azañón, J.M., Morales, R., López-Chicano, J.M., 2007. Regional prediction of landslides in the Tramuntana Range (Majorca) using probability analysis of intense rainfall. *Zeitschrift für Geomorphology*, N° 51, 3: 287-306
- Mateos, R.M., Azañón, J.M., 2005. Los movimientos de ladera en la Serra de Tramuntana de la Isla de Mallorca: tipos, características y factores condicionantes. *Revista de la Sociedad Geológica de España*, 18 (1-2): 89-99
- Mateos, R.M., 2006. Los movimientos de ladera en la Serra de Tramuntana (Mallorca). Caracterización geomecánica y análisis de peligrosidad. Tesis doctoral. Colección Digital de Tesis de la Universidad Complutense de Madrid: 365
- Mateos, R.M., García-Moreno, I., Azañón, J.M., 2012. Freeze-thaw cycles and rainfall as triggering factors of mass movements in a warm Mediterranean region: the case of the Tramuntana Range (Majorca, Spain). *Landslides* (2012), 9: 417-432
- Mateos, R.M., 2013. Los peligros naturales. Los libros de La Catarata, Madrid.
- Mateos, R.M., García-Moreno, I., Reichenbach, P., Herrera, G., 2013. Desprendimientos rocosos en la Serra de Tramuntana (Mallorca) durante el frío y lluvioso periodo 2008-2009. Simulación 3D con el programa STONE. In: VIII Simposio de Taludes y Laderas Inestables. E. Alonso, J. Corominas y M. Hürliemann (Eds.). Vol. III: 1059-1070
- Orozco, M., Azañón, J.M., Azor, A., Alonso-Chaves, F., 2002. *Geología Física*. Paraninfo Thomson Learning, Madrid.
- Sàbat, F., Gelabert, B., Rodríguez-Perea, A., Giménez, J., 2011. Geological structure and evolution of Majorca: Implications for the origin of the Western Mediterranean. *Tectonophysics*, 510: 217-238
- Whalley, W.B., 1984. Rockfalls. In *Slope Stability* (Eds. Brundsen D, Prior DB). Wiley, New York.

CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LA ROTURA PLANA MEDIANTE CONTINUIDADES COHESIVAS Y DE FRICCIÓN EN LA CANTERA DE LUQUE (CÓRDOBA)

**Antonio DAZA, Jesús GUTIÉRREZ–RAVÉ, Gabriel AROCA, Antonio VIÑALS,
José L. CASTILLEJO, Germán LÓPEZ y Fernando GAVILÁN**

Grupo “Seminario Antonio Carbonell” EPS Belmez, Universidad de Córdoba.
Área Ingeniería del Terreno: meldasaa@uco.es

RESUMEN

El cálculo de la estabilidad de la rotura plana se ha desarrollado mediante una hoja de cálculo diseñada para soportar también la ecuación de Barton y toda la gama de continuidad de la superficie de rotura en función del ángulo de fricción y de la cohesión. También permite valorar el drenaje y calcula los coeficientes de seguridad en problemas inversos, estableciendo criterios útiles en parámetros geomecánicos retrospectivos. Se ha aplicado a la estabilidad de la cantera de Luque (Córdoba).

1. INTRODUCCIÓN

El paraje del arroyo de Las Pilas en Sierra Mascuna está situado a 2 km al este de la localidad cordobesa de Luque existe una explotación minera a cielo abierto en tres zonas sectorizadas de cantera que denominaremos 2000, 2005 y 2010, y una planta de machaqueo (Figura 1), en ellas se han obtenido las estaciones geomecánicas para los ensayos y la caracterización geotécnica para la estabilidad de los taludes.

El área es drenada superficialmente hacia el Oeste por el arroyo Las Pilas, con flujo en la cota 540, que intersecta rocas de variada permeabilidad, al Norte del área las margas con yesos y arcillas podrían infiltrar sólo un 5% de las precipitaciones, en el Sur la caliza oolítica del Dogger infiltra el 50%, la caliza marmórea y brechas del Lias infiltraría un 25%, igual que las areniscas y calizas Cenozoicas (según las estimaciones del IGME).

El relieve es montañoso y escarpado, excepto la parte norte de la campiña alta que es alomado y con pequeñas serrezuelas calizas terciarias, 3 km hacia el noreste se encuentra la laguna Conde o Salobral. La concesión minera se encuentra en las últimas estribaciones de las Cordilleras Subbéticas que presentan, junto a una serie de cerros dispersos, un escalón de colinas en descenso hacia la campiña alta cordobesa al Norte, la precipitación es 600 l/m².

La concesión presenta diferentes bancos de cantera en distintos periodos, así desde el año 2000 se extraía el macizo rocoso de la zona este, después desde el año 2005 se explotaba la zona sur, y más tarde se inicia en el año 2010 el laboreo en la zona oeste de la concesión, en todos estos sectores se han realizado estaciones geomecánicas.

2. GEOLOGÍA Y MATERIALES

Las cordilleras Béticas son el extremo occidental de las cordilleras alpinas europeas, han sufrido los fenómenos orogénicos del Kimérico y del Alpino durante el Mesozoico y el Cenozoico respectivamente, relacionados con la apertura del Atlántico y la colisión de Europa y África. Así con posterioridad a la orogenia Tardihercínica aparece la distensión Keuper-Lias Inferior (rifting) con el volcanismo básico y se conforman las cuencas Jurásicas del Lias con sedimentación pelágica y después el Dogger que se restablece la plataforma somera que dan paso a la fase orogénica Kimérico que finaliza con el rifting Cretácico (filoniano y distensión NE-SO). Todo ello configura en el área de macizo rocoso calizo con una estructura geológica de manto de corrimiento de la serie Lias sobre las margas del periodo Triásico.

El dominio subbético externo o Sierra de Cabra es esencialmente del periodo Jurásico, conformada a muro por las calizas marmóreas clásticas del Lias, después las calizas oolíticas del Dogger (ornamentales) y las calizas micritas y nodulosas rojas del Malm, a techo aparece el periodo Cretácico con margocalizas.

El área está afectada por fallas inversas este-oeste, con empuje desde el sur, fallas de cizalla dextral de dirección NO-SE y también de cizalla sinistral de dirección NE-SO, además aparecen fallas distensivas (normales) que afectan a las fallas inversas este-oeste.

La caliza micrítica del Lias (lodo carbonatado marino en suspensión por corrientes de turbidez) ha sufrido episodios tecto-sedimentarios e hidrodinamismo. Estas calizas se presenta en una serie masiva y maciza sintectónica (acción de la fase Kimérica en la sedimentación) con el emplazamiento caótico de brechas de abanico submarino, calcáreas y heterogéneas –sin orientar–, de sedimentación catastrófica y rápida, con clastos decimétricos flotados.

Los geomateriales calcáreos explotados han servido para realizar los muestreos “todo uno” con los que se han ensayado comportamientos geotécnicos en el Laboratorio de Ingeniería del Terreno (Escuela Politécnica Superior de Belmez-Universidad de Córdoba).

Se han realizado ensayos de microscopía electrónica o de barrido con análisis de energía disipativa por rayos X (EDAX) en el servicio de microscopía de la Universidad de Córdoba. Las muestras pertenecen al macizo rocoso de la serie del Lias y también se ha ensayado una muestra de caliza oolítica de la serie del Dogger:

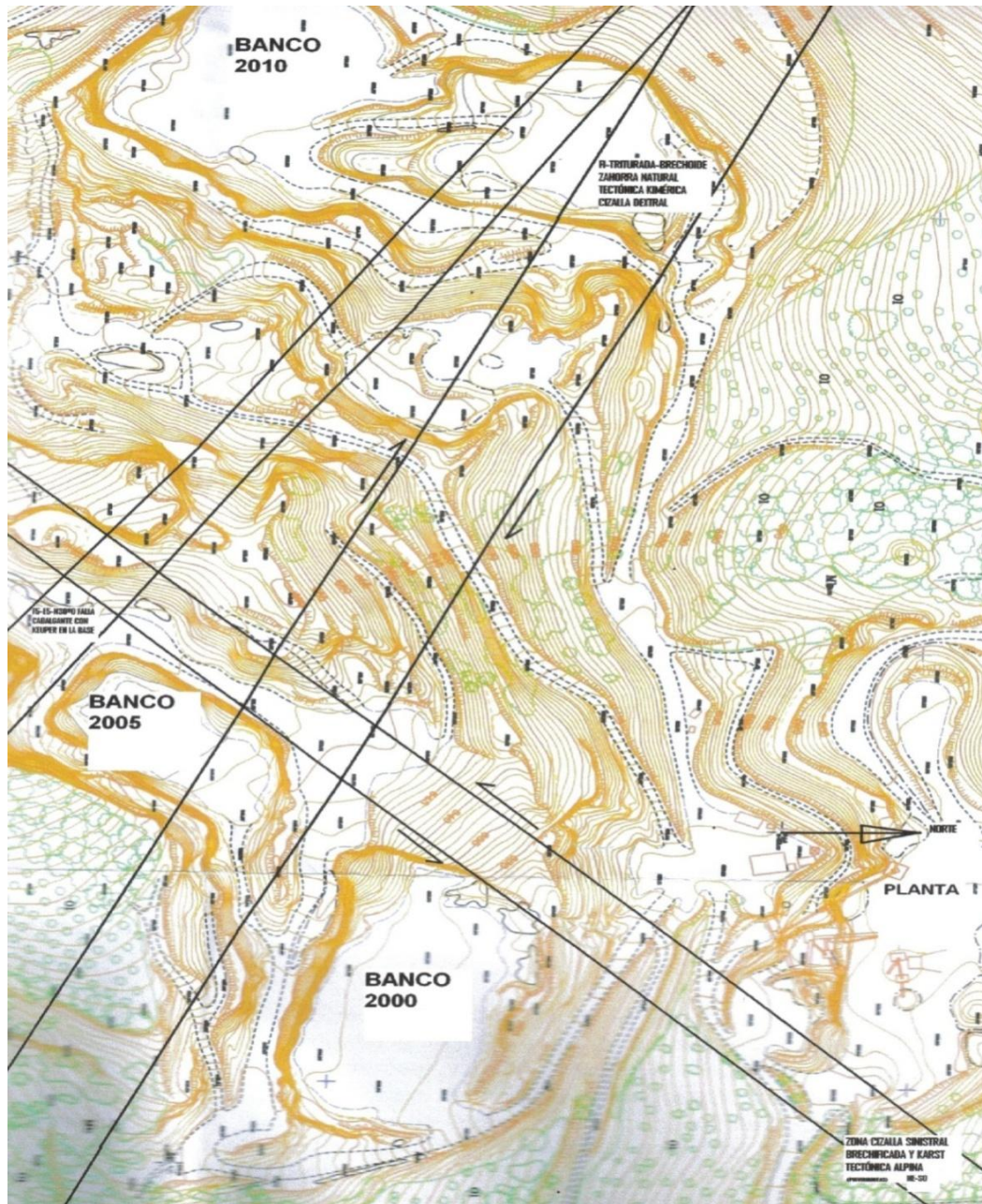


Figura 1. Plano de situación de los bancos y fallas

- Zahorra Lias: C=11'4%, O=47%, Mg=1%, Ca=38'6%, Al=0'5%, Si=1'8%, K=0'2%.
- Relleno diaclasa: C=13'1%, O=48%, Mg=0'2%, Ca=37%, Al=0'3%, Si=1%, Fe=0'4%.
- Dolomita gris clara: C=21%, O=53'7%, Mg=5'3%, Ca=19'4%, Al=0'2%, Si=0'5%.
- Dolomita gris oscura: C=17'7%, O=52'6%, Mg=10%, Ca=19'2%, Al=0'2%, Si=0'4%.
- Zahorra natural: C=14-15%, O=49%, Mg=1'6%, Ca=30, Al=1'1%, Si=2'9%, K=0'4%.
- Caliza Oolítica del Dogger: C=12'5%, O=46'4%, Mg=0'2%, Ca=41%.

3. METODOLOGÍA GEOMECÁNICA

Los materiales Jurásicos han soportado los procesos tectónicos correspondientes al periodo en que se fragmenta el gran continente Gondwana con la separación de África y América en la orogenia Kimérico, hasta que se inicia la apertura del mar Mediterráneo y ello con la discordancia del Jurásico-Cretácico previa a los empujes Alpinos. En el apartado Geología se adjunta la hoja geológica de la zona a escala 1:50.000 (Baena-967), en ella se contemplan las siguientes litologías:

- Arcillas abigarradas y yesos del Keuper en la zona al norte.
- Brechas Jurásicas –posiblemente Lias– de cantos angulosos y heterométricos (canto máximo de 20 cm), desorganizada y no se reconoce la estratificación, en bancos acunados de 30 cm a 2 m. De no atribuirse al Lias habría que preguntarse el porqué de la ausencia de rocas posteriores al Lias, aparece frecuentemente este macizo rocoso en la concesión minera, aunque en la hoja geológica no había sido contemplado.
- Calizas marmóreas clásticas del Lias, son depósitos carbonatados marinos de color gris claro, con fracturas rellenas de calcita y estratificación no visible, porosa, con grandes zonas brechificadas, presenta fenómenos de dolomitización que es tardía (a veces pulverulentas y kartificadas) y basada en la salida de fluidos por fracturas. Las calizas de techo presentan contactos irregulares y graduales. No es visible en la lupa binocular ningún oolito y el grano es de tamaño limo, es el macizo rocoso general.
- Calizas oolíticas del Dogger son ornamentales y cabalgan a las calizas del Lias, se encuentran al noroeste del área en la Sierra de Mascuna.
- Margocalizas turbidíticas del Cretácico, aparecen en la zona este y sur. Por último las Margas blancas albarizas del Mioceno que se encuentran a muro de las margas azules del Guadalquivir del Mioceno Superior, y se distribuyen al norte del área.

Los geomateriales primas granulares de la cantera presentan un 3% de finos y no son plásticos, con un límite líquido de 21% y un índice de plasticidad de 3. Las muestras de zahorra artificial cuarteadas en tamaño inferior a 5 mm obtienen una absorción de agua del 3%, con una densidad húmeda “in situ” de $\gamma = 2'53 \text{ t/m}^3$, una densidad aparente seca $\gamma_d = 2'46 \text{ t/m}^3$ y una densidad de partículas sólidas o peso específico real de $\gamma_s = 2'66 \text{ t/m}^3$.

Los ensayos de apisonado o compactación “Proctor normal” han obtenido valores de densidad seca máxima de $\gamma_d = 2'09$ a $2'13 \text{ t/m}^3$ para humedad optima de $w = 8'1$ a $8'3\%$. Los ensayos de capacidad portante o de soporte se denominan CBR (Índice de California) en la zahorra natural obtienen $\text{CBR} = 17'5$ a 18 , se realizaron varios ensayos y todos

cumplían las normas de suelo seleccionado S2 que son válidos para explanadas tipo E2. Este ensayo también se ha realizado en la zahorra artificial y ha mejorado los resultados anteriores obteniendo un $\text{CBR} = 26.5$ que corresponde a un suelo seleccionado S3 y es válido para explanadas o capas de coronación del tipo E3 y también para capas de base de firmes de carreteras incluso un ensayo realizado en la “Arena de Mortero” obtiene un $\text{CBR} = 41$ considerado como suelo seleccionado S4.

Los ensayos de Corte Directo se han realizado en los suelos granulares, previamente cuarteados para obtener su fracción menor de 1 mm, las distintas muestras se han compactado con distintas humedades y dispuestas separadamente en una tongada utilizando el molde del “Proctor normal” después se extraen y se conforman las probetas de ensayo, se han ensayado con humedades del 9.3% al 8% y otras secas, las cohesiones obtenidas han sido 0.4 kg/cm^2 , 0.2 kg/cm^2 y 2.5 kg/cm^2 y los ángulos de fricción o de rozamiento interno son 37° , 35° y 31° (respectivamente).

El Banco 2000 presenta calizas y brechas calizas con algún clasto gris oscuro, estratificación masiva-caótica, observamos fallas “F” con dirección E-O con precipitados y huecos que indican distensión posterior a fallas inversas empujadas del sur, también aparecen diaclasas distensivas J1 subverticales y con dirección N-S. Hacia el oeste de este Banco 2000 aparecen la zona brechificada, tectonizada y karstificada que debe ser una zona de cizalla sinistral NE-SO también presente al oeste del Banco 2005, las estratificaciones Lias medidas en la brecha de la curva de acceso a la cantera E(N) y al sur de la cantera E(S) también se orientan como esta cizalla sinistral –incluso la caliza oolítica E(S)– por ello atribuimos esta falla a la fase alpina que reactiva la fase kimérico.

El Banco 2005 se inicia con una zona brechoide, triturada de 10 m a 20 m, por la falla N60O dextral denominada F1 que corresponde a la fase kimérico, con cierto volumen de huecos, precipitados y posiblemente afectada por agua hidrotermal y tectonizada, que continua hacia el oeste en el Banco 2010 donde las estratificaciones “E5” y “E10” se orientan con la dirección de esta falla N60O dextral, el macizo rocoso brechoide (con algún hueco y precipitados centimétricos) presenta algún clasto gris oscuro “Mg”, y abundantes bolos subredondeados de brecha con dimensiones próximas al 1 m^3 con pátina de Fe y Mn, curiosamente también se observan más al sur “in situ” en el talud soportados estos grandes bolos–escollera que constituyen paquetes posicionados por fallas que afectan a la estratificación “E5”. En el área más al sur de la cantera es visible la falla F5 en orientación N30O, contacta hacia el oeste con la falla F1 y desliza sobre arcillas rojo–vinoso–verde similares a las margas versicolores del Keuper

Con la caracterización obtenida en las estaciones geotécnicas de campo se ha obtenido un RMR (Rock Mass Rating) de 79 que corresponde a un macizo rocoso BUENO de Clase II. Esta valoración del macizo rocoso del Lias indica una cohesión de 3.2 kg/cm^2 y un ángulo de fricción de 41° a 45° , también unos valores estimados de cohesión residual de 0.8 kg/cm^2 , un ángulo de fricción residual de 29° a 35° y un coeficiente de Poisson de 0.25

con un módulo de Young de $E = 9000$ a 23000 Mpa, la resistencia a la compresión simple obtenida es de 500 Kg/cm^2 .

Las determinaciones de límites de Atterberg dan un límite líquido menor de 25 y siguiendo a Casagrande estos valores corresponden a cohesiones de $0,4 \text{ kg/cm}^2$ y ángulos de fricción pico de 35° , que se han considerado para una continuidad de la base de la rotura plana del 65% como valores pico de esta superficie de rotura plana caso de continuidades del 65% y presencia de discontinuidades.

A la vista de las características geoestructurales presentes en los distintos bancos de la cantera y de la disposición de los taludes, sólo podría plantearse una hipotética de rotura plana en los taludes generales de la explotación. Se resalta que no se han observado fallas ni discontinuidades que presenten buzamientos menores de 60° que pudiesen aflorar en las caras de los taludes, las discontinuidades de este tipo reconocidas tienen buzamientos mayores. Así se contempla toda la gama de continuidad en el plano de la hipotética rotura, la rotura plana se produce sobre todo en macizos rocosos formados por rocas de dureza media, y atravesadas por fallas o discontinuidades que sean posibles superficies de rotura; en la estabilidad plana todo el peso de la masa deslizante gravita sobre el plano de rotura.

A continuación se va a plantear el estudio de la estabilidad de los taludes con posibilidades de sufrir una rotura plana, en el caso general de que exista una grieta de tracción “Z” de 10 m de profundidad, detrás de la coronación del talud, llena de agua con una altura del agua en la grieta de tracción $Z_w=2$ m, esta grieta de tracción se comunica con el plano de rotura que afloraría en la cara del talud o en el pie del talud. La altura del talud estimada es $H=80\text{m}$ como máximo y la inclinación del talud con la horizontal es $\alpha=60^\circ$ y el ángulo de la base de deslizamiento o plano de rotura es $\psi=30^\circ$.



Figura 2. Plano inclinado de aluminio para obtener el ángulo de fricción residual

4. CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD PLANAR POR CONTINUIDADES

PERFIL:	CANTERA LUQUE	60	ÁNGULO TALUD (α)
ALTURA (H)	80,00 m	POISSON=	0,25
$\sigma_{c\text{compresión}}=$	5.000 T/m²	65	CONTINUIDAD (%)
JRC (0-20)=	2	*Módulo Young (-) Gpa	9
*$\sigma_{t\text{tracción}}=$	371 T/m²	*Módulo Young (+) Gpa	23
ANCLAJE (T)	0,00	ANCLAJE CON PLANO ROTURA °	0
=====			
			DATOS:
GRIETA EN CORONACIÓN $b>1$ (en cara de talud $b=0$)			1,00
PESO ESPECÍFICO APARENTE (T/m ³)..... γ			2,46
INCLINACIÓN O BUZAMIENTO DE PLANO ROTURA..... ψ			30,00
PROFUNDIDAD DE LA GRIETA DE TRACCIÓN(m).....Z			10,00
ALTURA DEL AGUA EN LA GRIETA DE TRACCIÓN(m).. Z_w			2,00
PESO ESPECÍFICO DEL AGUA (T/m ³)..... γ_w			1,00
=====			RESULTADOS T/m
PESO POTENCIAL DESLIZANTE DE LA POSIBLE ROTURA	W		8876,76
ÁNGULO FRICCIÓN APARENTE O BÁSICO (ROTURA INICIAL)	ϕ		35,0
COHESIÓN DEL POSIBLE PLANO ROTURA INICIAL	C		4,0
TENSIÓN NORMAL SOBRE EL PLANO ROTURA	σ		53,904
TENSIÓN NORMAL P,Q,R,S SOBRE EL PLANO ROTURA	σ		53,904
RESISTENCIA AL CORTE PLANO ROTURA (BARTON)	τ		40,523
LONGITUD DEL PLANO ROTURA	A		140,000
PARÁMETRO HOEK-BRAY Q.(Cara Talud 1,557)			0,564
PARÁMETRO HOEK-BRAY P.			1,750
PARÁMETRO HOEK-BRAY R.			0,010
PARÁMETRO HOEK-BRAY S.			0,013
PRESIÓN ASCENSORIAL DEL AGUA SOBRE PLANO ROTURA	U		140,00
PRESIÓN HORIZONTAL DEL AGUA EN GRIETA TRACCIÓN	V		2,00
INCLINACIÓN DEL PLANO ROTURA CRÍTICO (Daza)	ψ_c		46,50
DISTANCIA DE GRIETA A CABEZA EN CORONACIÓN ($b>1$)			33,81
PROFUNDIDAD CRÍTICA DE LA GRIETA DE TRACCIÓN	Z_c		33,81
RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO POR COHESIÓN	$C^*A=TC$		560,00
RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO POR FRICCIÓN	$T\phi$		5284,12
=====			
FACTOR DE SEGURIDAD SEGÚN EXPRESIÓN GENERAL			1,32
FACTOR SEGURIDAD CON TENSIONES LATERALES Y ANCLAJE			1,30
FACTOR DE SEGURIDAD PARA EL TALUD DRENADO O SECO			1,34
FACTOR SEGURIDAD AGUA SOLO EN GRIETA DE TRACCIÓN			1,34
FACTOR SEGURIDAD HOEK-BRAY funciones de P,Q,R,S			1,32
CRITERIO BARTON-ISM(Estimación de Daza ϕ_r)			1,28
=====			
TENSIONES HORIZONTALES (LATERAL)T/m ²	65,60	(geoestática)	
TENSIONES LATERALES (NATURALES) T/m ²	65,6	(aceleración sísmica/g=0,05)	
(Para acuífero confinado podría considerarse la altura de agua $Z_w>Z$)			

Tabla 1: Cálculo de estabilidad planar por continuidad del plano de rotura

La hoja de cálculo (Tabla 1) requiere una tabla condicionante “Continuidad del plano rotura” (Tabla 2) que recoge los parámetros geomecánicos básicos según el porcentaje de continuidad del posible plano de rotura. Presentamos algunas consideraciones:

- Triturar–compacto–húmedo se refiere al machaqueo y compactación con la energía del Proctor normal para obtener en el corte directo el ángulo de fricción y la cohesión, equivalentes a los residuales del suelo sobreconsolidado.

- Corte artificial es aquel que se realiza previamente al corte directo (CU) para provocar con el disco de diamante una diaclasa lisa.

- Back analysis es estudiar el problema inverso de inestabilidad y estableciendo los parámetros geomecánicos de estabilidad efectiva en el equilibrio límite con un comportamiento retrospectivo “a posteriori” conocer los síntomas de valores residuales.

- Tilt test es un ensayo que se realiza inclinando al corte los labios de la discontinuidad sin meteorizar y se obtiene el ángulo aparente para deslizar sin drenaje o ángulo de fricción básico “ \emptyset ” (Barton, 1971). Para roturas parciales de rugosidades intactas se considera:

$\emptyset = \emptyset_r + i$ (Barton, 1976), siendo “i” el ángulo de la irregularidad con el plano de discontinuidad en esa dirección.

- El ángulo de fricción residual \emptyset_r es el obtenido al deslizar la discontinuidad sobre una inclinación lisa (Hendron, 1968), y el ángulo de fricción pico o efectivo “ \emptyset_p ” se obtiene en la rotura inicial de discontinuidades juntas.

- Joint Roughness Coefficient (JRC) es similar al ángulo de rugosidad “i” o dilatación de la discontinuidad que es la expansión producida en la discontinuidad al iniciar la rotura. Es usual la escala: JRC 2 (lisa), JRC 4 (poco rugosa), JRC 8 (rugosa) y JRC 16 (muy rugosa).

- Barton propone (1976, ISRM) utilizar martillo de Schmidt siendo “R” el rebote, con:

$$\emptyset_r = (\emptyset - 20) + 20 (R_{\text{húmedo}} / R_{\text{seco}}) \quad (1)$$

$$\emptyset_p = \emptyset_r + JRC \lg (\sigma_c / \sigma) \quad (2)$$

- Patton propone con anterioridad (Patton, 1966):

$$\emptyset_p = \emptyset + i = \arctg (\tau / \sigma) \quad (3)$$

- La propuesta para el macizo rocoso de la clasificación RMR (Bieniawski, 1979) sería:

$$C \text{ (t/m}^2\text{)} = 0.5 \text{ RMR} \quad (4)$$

$$\emptyset_p = 5 * (\text{RMR} / 2) \quad (5)$$

Los autores de la presente comunicación han obtenido el ángulo de fricción residual “Ør” al deslizar lentamente uno de los labios de la discontinuidad sobre aluminio liso en un plano inclinado regulable (Figura 2), y realizan la siguiente propuesta de base experimental:

$$\text{Ø} = \text{Ør} + \text{JRC} \quad (6)$$

$$\text{Øp} = \text{Ør} + \text{JRC} + \text{ON} \quad (7)$$

$$\text{Øp} = \text{Ø} + \text{ON} \quad (8)$$

Considerando la ondulación “ON” en grados sexagesimales (1°, 3°, 5°, 7° y 9°) de la continuidad del plano en la dirección de corte, medido mediante un único disco de 25 cm, con la conocida expresión de buzamientos:

$$\text{ON} = (\Psi_{\text{máximo}} - \Psi_{\text{medio}}) / 2 \quad (9)$$

PARÁMETROS GEOMECÁNICOS SEGÚN CONTINUIDAD DEL PLANO ROTURA (%)

(%)	FRICCIÓN Ø (°)	COHESIÓN C (T/m ²)	CONTINUIDAD PLANO ROTURA INICIAL
5	47,0	256,0	ENSAYO TRIAXIAL (CD) EN ROCA INTACTA SANA. ENTERO
15	45,0	128,0	A TRAVÉS DEL MACIZO ROCOSO MASIVO. RMR. ESCALONES
25	43,0	64,0	A TRAVÉS DE BLOQUES. CERRADA. SECA. MUY RUGOSA. JRC=16
35	41,0	32,0	ALGO JUNTAS. TILT TEST. DURA LABIO 5mm. RMR. MUY RUGOSA
45	39,0	16,0	JUNTAS PICO. TILT TEST. RELLENO 1mm. ABIERTA-RUGOSA. JRC=8
55	37,0	8,0	JUNTA PICO. TILT TEST. BLANDA. ABIERTA. POCO RUGOSA, JRC=4
65	35,0	4,0	BACK ANALYSIS. MUESTRA INALT. RESIDUAL. MUY JUNTAS
75	33,0	2,0	CORTE ARTIFICIAL. TRITURAR-COMPACTO-HÚMEDO <10mm. JRC=2
85	31,0	1,0	CORTE NO DRENADO. SUELO REMOLDEO <3mm. FALLADO HÚMEDO
95	29,0	0,5	CORTE RESIDUAL. PULIDA. REMOLDEO FINO 1mm. LÍMITE PLÁSTICO

Tabla 2: Continuidad del plano de rotura.

5. RESULTADOS Y DEDUCCIÓN DE LA ESTABILIDAD EN ROTURA PLANA

Identificado el mecanismo de falla potencial mediante el estudio de las discontinuidades y definido la resistencia al corte del macizo rocoso en función de la roca intacta y de las discontinuidades todo ello en toda la gama de continuidad del plano de rotura de un posible deslizamiento. Así el ángulo de rozamiento interno pico o de fricción de la rotura plana “Øp” es variable de 29° a 47° según la “continuidad” del 95% al 5% de la base del plano de rotura con posible deslizamiento. La cohesión en la base de la rotura plana “C” es variable de 0’05 kg/cm² a 25’6 kg/cm² según la “continuidad” del 95% al 5%.

El análisis de la estabilidad en rotura plana de taludes se ha realizado mediante la hoja de cálculo “Cálculo de estabilidad planar por continuidad de plano rotura” obteniéndose diversos coeficiente de seguridad “F” por la expresión general y también por el criterio de Barton con la tabla condicionante de la hoja de cálculo para los distintos parámetros geomecánicos según la continuidad del plano de rotura, que se ha establecido con todos los datos disponibles de los parámetros para rotura por resistencia residual (95 a 65%), por valores básicos (65 a 35%) y rotura a través del geomaterial (35 a 5%).

El equilibrio límite se obtiene con la hipótesis más pesimista de superficie de rotura lisa, y de los parámetros geomecánicos residuales últimos del 95% de continuidad, que supone la casi anulación de la cohesión y la consideración de un ángulo de fricción inferior a 29° , que no han sido obtenidos de datos ni ensayos ya que estos parámetros geomecánicos son en extremo pesimistas y no reales. Podemos considerar una superficie de rotura poco rugosa (con $JRC=8$) y el coeficiente de seguridad se eleva del lado conservador a $F=1'22$ que supone la máxima continuidad de la superficie de rotura del 95% y la más pesimista. En el criterio de Barton se requiere el " ϕ_r " para ello se obtiene con el aparente o básico " ϕ " (intermedio entre el pico y el residual) de la condicionante "Continuidad del plano rotura" (Tabla 2) que opera con la hoja de cálculo (Tabla 1), y la estimación de Daza (6):

$$\phi_r = \phi - JRC \quad (6)$$

Los resultados obtenidos con empuje del agua semisaturado $Z_w=2$ se recogen en Tabla 3.

Continuidad Plano Rotura	C (t/m ²)	ϕ	Tensión Natural "F"	General "F"	Seco "F"	CRITERIO BARTON "F"			
						JRC=2	JRC=4	JRC=8	JRC=16
95%	0'5	29	0'94	0'96	0'98	1,02	1'10	1'27	1'67
85%	1	31	1'04	1'05	1'07	1'10	1'18	1'36	1'79
75%	2	33	1'15	1'17	1'19	1'19	1'27	1'46	1'92
65%	4	35	1'30	1'32	1'34	1'28	1'37	1'57	2,06
55%	8	37	1'51	1'53	1'56	1'37	1'47	1'68	2'21
45%	16	39	1'85	1'88	1'91	1'47	1'58	1'81	2'38
35%	32	41	2'45	2'49	2'52	1'58	1'69	1'94	2'57

Tabla 3. Factores de Seguridad según Continuidad del Plano Rotura

Con los datos más conservadores del máximo empuje del agua en un plano de rotura de $\psi=30^\circ$, grieta de tracción de 10 m de profundidad y una continuidad de la base de rotura del 65% que se ha estimado como mínimos valores conservadores y representativos de este análisis de sensibilidad, es decir con los parámetros geomecánicos: ángulo de fricción pico de 35° y $C=0'4 \text{ kg/cm}^2$, obtenemos un coeficiente de seguridad de 1'32 para la altura de taludes de 80 m y un ángulo de inclinación del talud de $\alpha=60^\circ$, con la superficie de rotura analizada con ángulo de la base de deslizamiento de $\psi=30^\circ$, estimando presencia de 2 m de altura " Z_w " de agua en la grieta de tracción " Z " de 10 m y en toda la superficie del plano de rotura planar, que representan condiciones semisaturadas. Estos parámetros geomecánicos y continuidades del plano de rotura del 65% aplicadas en el criterio de Barton suponen $F=1,28$ para $JRC=2$ y $F=2,06$ para $JRC=16$ (Tabla 3).

Para los taludes de banco máximos de 20 m de altura, que serían taludes parciales, se ha procedido al análisis de la estabilidad mediante rotura plana con los parámetros geomecánicos residuales del 75% de continuidad (cohesión de $0'2 \text{ Kg/cm}^2$ y ángulo de fricción pico de 33°) e igual ángulo de rotura ($\psi=30^\circ$), con una grieta de tracción de 1 m llena completamente de agua. Establecemos la estabilidad con $F=1'31$ para un ángulo de cara de banco (en el talud parcial) de 70° en consonancia con la disposición de bermas o pistas que representa un talud general de $\alpha=60^\circ$ con fondo de cantera a 80 m. Los taludes parciales inclinados 70° , saturados y con 20 m de altura estarían globalmente en equilibrio límite aún con los parámetros geomecánicos últimos del 95% de continuidad del plano de rotura, supone un ángulo de fricción de 29° .

6. SINTESIS

Las calizas marmóreas clásticas y zonas brechificadas del Lias, pertenecen al dominio subbético externo, han sido afectadas por una estructura de cabalgamiento doble en la fase Kimérica y en la fase Alpina. Estas litologías constituyen el macizo rocoso de la concesión minera y se presentan en los diferentes tajos o bancos de trabajo que se iniciaron en distintos periodos se continua realizando explotación minera (Banco 2000 –este–, Banco 2005 –sur– y Banco 2010 –oeste–), corresponden a la extracción de diversos geomateriales que pasan por la planta de machaqueo para obtener zahorra natural tectonizada, zahorra artificial, arena especial para mortero, arena artificial para hormigón, grava–chinos para hormigón de diferentes granulometrías, escollera y caliza para la fabricación de cemento.

En la síntesis de este trabajo geotécnico se justifica que el cálculo del talud de 80 m de profundidad y ángulo general de 60° , con la horizontal, ha resultado estable globalmente para continuidades del 65%, de parámetros conservadores, dando un coeficiente de seguridad $F=1'32$. Con el criterio de Barton se ha obtenido un $F=1'28$ con $JRC=2$, que supone un plano de rotura liso, en general con porcentajes de continuidad bajos el criterio de Barton es más conservador que la expresión general.

La hoja de cálculo desarrollada en la presente publicación está disponible gratuitamente para los asistentes al IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables.

AGRADECIMIENTOS

Queremos agradecer a la empresa Sociedad de Cementos y Materiales de Construcción de Andalucía SA del Grupo CIMPOR el contrato de investigación OTRI nº 120112032 de la Universidad de Córdoba que ha permitido realizar la presente comunicación.

REFERENCIAS

- Barton, N.R. A. model study of the behaviour of excavated slopes. Ph. D. Thesis. Universidad de London. Imperial College of Science and Tecnology. 1971, 520 pp.
- Barton, N.R. "The shear strength of rock and rock joints". Int. Rock Mech. Sci. y Geomech. Abstr., vol. 13, 1976.
- Bieniawski, Z.T. (1979). "The geomechanics classification in rock engineering applications". II INT. CONGRESS ON ROCK MECHANICS, VOL. II. MONTREUX, SUIZA. ("Rock Mass Clasificacions in rock engineering", Symposium on Exploration for Rock Engineering, Johanesburg).
- Coates, D. F. (1973) "Fundamentos de Mecánica de Rocas", Cap. VIII: Dinámica de Rocas. Centro de Inv. Minera. Ministerio de Energía, Minas y Recursos Naturales de Canada. Litoprint, Madrid (1973). Rock Mechanics applied to the design of underground instalations to resist ground shock from Nuclear Blast. 5º Symp. Rock Mechanics, Unv. Of Minnesota.
- Daza Sánchez, A. (1989). "Empuje hidrostático en taludes con baja permeabilidad". Tomo homenaje a Jorge Porras Martín. IGME-Hidrogeología y Recursos Hidráulicos XIV. Pgs. 113-124. Madrid.
- Daza Sánchez, A. y Hernando Luna, R. (1992) "La saturación y equilibrio en las roturas poligonales" V Simposio de Hidrogeología. AEHS. Alicante. XV Hidrogeología y Recursos Hidráulicos (IGME). Pgs. 869-879.
- Daza Sánchez, A. (2011). "Aplicaciones industriales de los terrenos arcillosos de la provincia de Córdoba" Tesis Doctoral. Sobresaliente "Cum Laude", Universidad de Córdoba. <http://hdl.handle.net/10396/5231>
- Daza A., Gutiérrez-Ravé J., Siles J., Aroca G., Almansa C., Sánchez MD. y Viñals A. (2016). "Innovación en Sísmica de Impactos para vibraciones del Terreno". 10º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica. Edita: Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (Tomo I) Issn 978-84-945284-2-2. Pp 147-156. A Coruña, 2016.
- Hoek, E. & Brown, E.T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. London, Instm. Mining Metall.
- Hoek, E. & Bray, J. (1981). *Rock Slope Engineering*. London, Instm. Mining Metall.
- IGME. "Hoja Magna nº 967 Baena (Córdoba)" realizada por Carlos Felgueroso Juan Coma en 1965. Realizada en 1988 por F.J. Roldan, P.A. Ruiz y J.M. Molina.
- Patton, F.D. y Deere, D.U. "Multiple modes of shear failure in rock". Proc. Ist. International Congress of Rock Mechanics, vol. 1. Lisboa, 1966.
- Ramirez Oyanguren, Pedro y Alejano Monge Leandro. (2004) "Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes" ETSIM de Madrid. Libro de 285 pgs.
- Stagg, K.G., Zienkiewicz, O.C., Hoek, E., Deere, D.V., Hendron A.J., Morgenstern, N.R., Rogerts, A. (1970). *Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica*. John Wiley y Sons, London 1968. Editorial Blume (Madrid).

DISEÑO Y PRIMEROS RESULTADOS DE TRES ENSAYOS DE LANZAMIENTO DE BLOQUES DE ROCA PARA EL ESTUDIO DE LA FRAGMENTACIÓN

José A. GILI*, Gerard MATAS*, Jordi COROMINAS*, Nieves LANTADA*, Roger RUIZ*, M^a Amparo NÚÑEZ*, Olga MAVROULI[†], Felipe BUILL*, Jose MOYA*, Albert PRADES*, Càrol PUIG*, Joan MARTÍNEZ*, Lluís SALÓ*

* Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental,
Sección de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica
Universidad Politécnica de Cataluña

[†] Department of Earth Systems Analysis
Faculty of Geoinformation Science and Earth Observation (ITC)
University of Twente

RESUMEN

La caída de bloques de roca sobre infraestructuras y zonas urbanizadas causa elevados daños y alguna víctima cada año en nuestro país. Los modelos de propagación existentes no tienen en cuenta la fragmentación durante la caída, hecho que influye significativamente en las trayectorias, número de fragmentos y alcance y energía de los mismos. En este artículo presentamos los resultados de tres ensayos a escala real, enfocados a la caracterización de la fragmentación, llevados a cabo con tres litologías distintas. Los resultados de los ensayos han sido usados para construir y calibrar modelos de propagación que incluyen la fragmentación. En los ensayos se han lanzado un total de 100 bloques entre 0,2 y 4,8 m³ desde alturas entre 16 y 27,5 m. Antes de los lanzamientos, los bloques fueron caracterizados geométricamente (fotogrametría masiva envolvente) y geomecánicamente (esclerómetro Schmidt L). Las trayectorias se han seguido mediante 3 cámaras de alta velocidad. También se han tomado imágenes aéreas mediante un dron. Un 43% de los bloques calizos, un 27% de los bloques de dacitas y un 17% de los bloques graníticos se han fragmentado de manera significativa durante los lanzamientos. Se ha obtenido nula correlación entre el rebote del martillo L de Schmidt y la fragmentación de los bloques. Tras cada rotura, se han inventariado las dimensiones de los fragmentos finales, lo que ha permitido comprobar que su distribución (RBSD) puede ajustarse mediante modelos tipo "power law" con exponentes entre -0,18 y -0,69.

1. INTRODUCCIÓN. EL PROYECTO ROCKRISK

La caída de bloques de roca es un tipo de inestabilidad frecuente en desmontes, minas a cielo abierto, canteras y en escarpes rocosos (Cruden y Varnes, 1996). La persistencia y la orientación de las juntas del macizo rocoso determinan los volúmenes de roca cinemáticamente inestables y la manera cómo estos se fragmentarán cuando impacten con el terreno. Si existen edificios o sistemas de protección en las inmediaciones, para la determinación de su vulnerabilidad será de vital importancia conocer el tamaño de los bloques, sus trayectorias y sus velocidades. Para llevar a cabo el Análisis Cuantitativo del Riesgo (QRA en sus siglas inglesas) se necesitará también la probabilidad de ocurrencia de dichos desprendimientos.

Como es poco frecuente estar presente en el preciso instante del desprendimiento, los métodos existentes se concentran en estudiar las zonas donde se generaron los bloques y el reparto de los fragmentos finales en la zona de depósito con posterioridad al evento real (Abellán et al. 2006; Ruiz et al. 2015, 2016).

Existen diversos programas para el cálculo de las trayectorias plausibles, la mayoría considera que no existe interacción entre los bloques durante su propagación. En general, no se contempla la fragmentación del bloque, a pesar de que es conocido que muchos de ellos se disgregan o rompen durante los desprendimientos reales, y que ello puede abocar a resultados divergentes (Jaboyedoff et al. 2005; Agliardi y Crosta, 2003). Las investigaciones sobre la fragmentación que se están llevando a cabo actualmente van desde aproximaciones empíricas hasta otras de tipo analítico (Giacomini et al. 2009; Zang et al. 2000; Wang y Tonon, 2010).

ROCKRISK (2014-2017) es un proyecto de I+D orientado a mejorar el conocimiento del proceso de fragmentación de bloques de roca durante los desprendimientos y de su papel en la cuantificación del riesgo. Entre otras tareas, en el proyecto se han analizado las pautas de la fragmentación observada en desprendimientos recientes. Además de casos reales, en la parte experimental del proyecto se han llevado a cabo diversos ensayos de lanzamiento de bloques a escala real. Por su conveniencia, se han usado tres localizaciones dentro de dos canteras (una en Vallirana, Barcelona, y otra en Riudecols, Tarragona). En total se han lanzado cien bloques, de uno en uno. Antes, durante y después de cada lanzamiento se han registrado diversos parámetros y multitud de imágenes. Este trabajo de campo es vital para elucidar las bases físicas de la fragmentación, punto de partida para su implementación posterior en modelos numéricos.

En este artículo se describe la preparación de los ensayos de lanzamiento (apartado 2) y la realización de los mismos (apartado 3). A continuación se presentan los resultados preliminares (4), los trabajos en curso (5), y las conclusiones (6).

2. DISEÑO Y PREPARACIÓN DE LOS ENSAYOS

En los tres emplazamientos se ha seguido esencialmente el mismo procedimiento. En colaboración con la propiedad, se selecciona el perfil o perfiles en los cuales se lanzarán

los bloques de roca. La fase de diseño consiste en la exacta definición de los puntos de lanzamiento, de las zonas aproximadas por donde pasarán y la zona de parada prevista. Alrededor, se acotan las zonas de seguridad, y los puntos donde se han de disponer los equipos de registro y medida. En paralelo, se han seleccionado los instrumentos adecuados, como cámaras de video, estación total, dianas, miras...; en nuestros ensayos también hemos usado un dron, para la toma de imágenes aéreas, un acelerómetro para el registro de los impactos bloque-terreno, y un láser escáner terrestre. Además, en la fase de preparación también se debe pensar en las mediciones de los bloques antes del ensayo, en cómo se llevarán a cabo los lanzamientos, en cuándo y cómo se realizarán las mediciones de los fragmentos, y en las normas de seguridad.

En la figura 1 se presentan las secciones esquemáticas de los tres ensayos. Los dos primeros se llevaron a cabo en una cantera en Vallirana (Barcelona), donde tanto los bloques como los taludes eran de caliza (Gili et al. 2016). El tercer ensayo se desarrolló en una cantera de materiales porfídicos en Riudecols (Tarragona). Se lanzaron bloques de dacitas y otros de granito sobre un talud compuesto de dacitas con abundante material tipo grava cubriendo parte del terreno. Como se ve en la figura, el primer y el tercer perfil eran de un solo tramo; el segundo tenía dos bancales intermedios, aunque los bloques sólo alcanzaron la segunda plataforma. La caída total, incluyendo la altura de la pala, fue de 16,5m 27,5m y 25m respectivamente. Estos son valores promedio, que se pueden concretar en el momento de cada lanzamiento.

A modo de ejemplo, la figura 2 muestra la disposición prevista para el personal y los equipos en el primer ensayo. Para definir la zona de exclusión (cono tramado en rojo en la figura), desde el punto de lanzamiento se replanteó una apertura lateral de $\pm 30^\circ$. En el plano vertical, se consideró un ‘ángulo de alcance’ de 30° , visado desde el mismo punto. Durante la realización de los ensayos, se comprobó que esos valores eran suficientemente seguros.

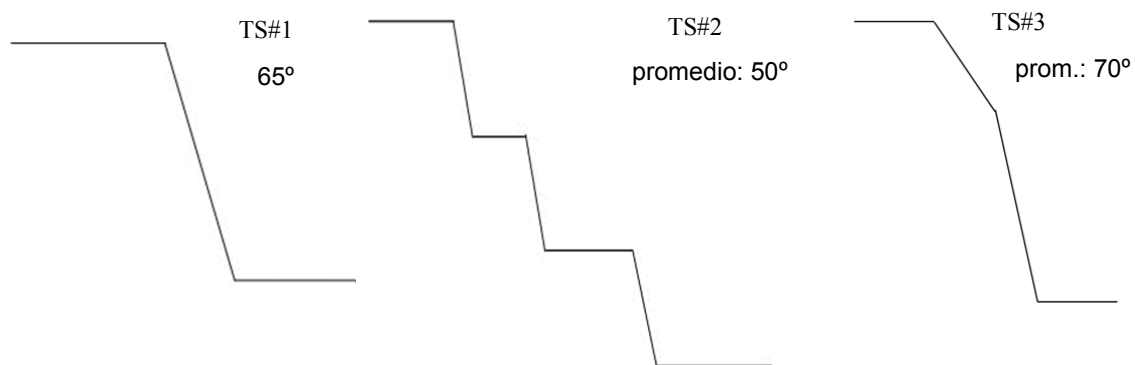


Figura 1. Secciones aproximadas de los tres ensayos, dimensiones en el texto.

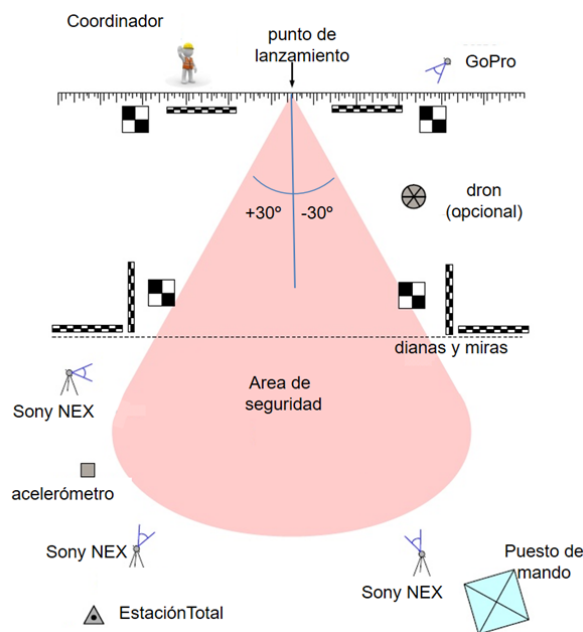


Figura 2. Planta de disposición de equipo y de personal en el ensayo TS#1



Figura 3. Preparando el ensayo.

Arriba: pintando los bloques.

Abajo: detalle del denominado “levantamiento fotogramétrico masivo envolvente”

Unos días antes de empezar a lanzar los bloques de roca en cada emplazamiento, se procede a la preparación del lugar y a las mediciones sobre los bloques previas al lanzamiento. En promedio, estos trabajos previos ocupan a 2 ó 3 personas durante 2 ó 3 días. Un total de 56 bloques de caliza entre 0,2 y 4,8 m³ fueron preparados para los dos primeros emplazamientos. En el emplazamiento 3, se prepararon 50 bloques, aunque al final sólo se lanzaron 44. Para cada bloque se registraron valores como el rebote con el esclerómetro conocido como ‘martillo de Schmidt tipo L’, su forma y tamaño, y su estado de fisuración. Para hacer los bloques más visibles durante la caída y poder apreciar mejor su rotación, a cada bloque se le pintaron 3 círculos máximos de color (fig. 3a). Para obtener la forma y el tamaño, se realizó un levantamiento fotogramétrico masivo envolvente rodeando cada bloque (fig. 3b). Esto ha permitido construir un modelo 3D (ver sección 5) y calcular el volumen, peso y posición del centro de gravedad, entre otros.

El mismo día del ensayo se distribuyen miras y dianas en los lugares previstos (fig. 4). Estos elementos aparecerán en múltiples imágenes, y servirán como puntos de control y/o como elementos para ‘escalar’ (dar escala) a las fotografías y a los vídeos.



Figura 4. En varios puntos de la escena se disponen dianas y miras topográficas para su georeferenciación



Figura 5. Vista general del talud abancalado TS#2

3. DESARROLLO DE LOS ENSAYOS

Tras la preparación, los ensayos de lanzamiento propiamente dichos se llevaron a cabo el 17 de junio de 2015 en el emplazamiento 1, el día siguiente en el emplazamiento 2, y el 8 de junio de 2016 en el emplazamiento 3. Durante los mismos, además del conductor de la pala fueron necesarios un mínimo de siete personas para hacerse cargo de todos los equipos y tareas.

En la figura 5 se aprecia el perfil 2 desde la explanada inferior. La estación total Leica TM30 que se ve en primer plano fue usada para dar coordenadas a los puntos de control (dianas, miras y otras marcas de interés). Este es también un buen momento para hacer



Figura 6. Vistas aéreas oblicuas tomadas con dron. Izquierda, TS#1., derecha, TS#3



Figura 7. Los dos drones usados en los ensayos

volar el dron (fig. 7) y obtener una pasada de fotografías del lugar antes de ningún cambio. En la figura 6a se presenta una vista general del ensayo 1; a la izquierda de la pala se pueden observar los bloques preparados; también se aprecian las dianas de referencia. En la misma figura se incluye una vista general del ensayo 2. Más tarde, durante los lanzamientos, el dron y la Estación Total fueron usados regularmente para dar posición a elementos relevantes de la escena (posición final de algunos bloques o fragmentos, puntos de impacto, etc). En promedio, se hacía una campaña con el dron cada 5 lanzamientos. En la sección 5 se describe cómo las imágenes aéreas del dron permiten obtener ortofotomapas (fig.12) que complementan las tomas oblicuas y los vídeos de los lanzamientos.

Tras comprobar el coordinador de los ensayos que todos los sistemas (principalmente cámaras y flash) y los operadores estaban preparados, se procedía a lanzar cada bloque. En el perfil 1 se lanzaron 30 bloques de caliza, y otros 26 en el perfil 2. En el emplazamiento 3 se lanzaron 34 bloques de dacitas y granitos.

Además de las fotografías y videos estándar (incluyendo dos GOPRO Hero4), la propagación de cada bloque se registraba con tres cámaras de video de alta velocidad



Figura 8. Serie de 4 imágenes extraídas de una toma video frontal, Ensayo 1



Figura 9. Inventario de fragmentos en la explanada inferior del #TS1

(Sony NEX FS700R) con toma convergente (ver fig.2). A título de ejemplo, en la fig. 8 se presenta una secuencia de 4 imágenes extraídas de un video de alta velocidad. Ese bloque no fragmentó a pesar de que alguna esquirla se desprendió de sus esquinas.

Cuando un bloque fragmentaba de manera significativa, se procedía a medir los principales fragmentos a mano, con cinta métrica (fig. 9), con la finalidad de caracterizar las pautas de fragmentación (nº de fragmentos, tamaños, etc). De tanto en tanto, se limpiaba la explanada inferior con un *bulldozer* para facilitar la identificación posterior de nuevos fragmentos.

4. PRIMEROS RESULTADOS ACERCA DE LA FRAGMENTACIÓN

Uno de los principales objetivos de los ensayos era mejorar el conocimiento del proceso de fragmentación, resultado plenamente conseguido. Tal y como se ha avanzado, el porcentaje de bloques claramente fragmentados durante los impactos a lo largo de las trayectorias ha sido, por litologías: 43% de los bloques calizos; 27% de los bloques de dacitas; y un 17% de los bloques graníticos. Los videos de alta velocidad permiten identificar perfectamente el momento exacto del evento, así como hacer el seguimiento del número de fragmentos y sus trayectorias y velocidades posteriores (fig. 10).



Figura 10. Dos 'frames' con bloques fragmentando; el primero tras un impacto con el talud, el segundo en la explanada inferior.

Otro resultado de los ensayos ha sido el inventario de los fragmentos finales: se ha podido caracterizar su distribución en volúmenes, y los puntos de parada. La fragmentación ha ocurrido de forma bastante variable entre un bloque y el siguiente (fig. 9, 11), pero esto es algo normal al trabajar con materiales naturales. Lo que se ha decidido hacer ha sido trabajar con los datos de fragmentación de una manera agregada, intentando inferir los principales rasgos del proceso en términos de comportamiento promedio. De esta manera, para caracterizar el mayor o menor grado de fragmentación promedio, se han graficado los resultados usando la distribución de tamaño de bloques (RBSD en sus siglas en inglés, Rockfall Block Size Distribution). En Dussauge et al. (2003), Wang y Tonon (2010) y en Ruiz et al. (2015, 2016) se pueden encontrar las bases de esta distribución acumulada, junto con ejemplos de su uso a escala real. En nuestro campo de trabajo, demuestran estos autores que los inventarios de campo que se realizan en pedregales o canchales midiendo tamaño de bloques tras un evento, se ajustan consistentemente con leyes potenciales.

Los inventarios de tamaños de bloques que se recogieron en la explanada tras los ensayos de lanzamiento también se ajustan coherentemente con una “*power law*” como las citadas. Eventualmente, los parámetros de las citadas curvas (principalmente el exponente, *b*) nos permitirá caracterizar el fenómeno. En la tabla 1, se muestra para los bloques de caliza la evolución del exponente de la RBSD según la clase “nº de fragmentos”. Se aprecia una evolución desde -0,18 hasta -0,69 a medida que va aumentando el grado de fragmentación (desde pocos fragmentos hasta 123 fragmentos). Estos resultados son consistentes con los exponentes ‘*b*’ obtenidos en diversos inventarios realizados en desprendimientos rocosos naturales en calizas (Ruiz et al. 2015, 2016).

Como se acaba de señalar, sometidos a caídas libres equivalentes, algunos bloques han fragmentado y otros no. Sin embargo, la mayoría de los bloques eran de aspecto masivo. La fragmentación ha ocurrido de forma bastante variable o errática entre los distintos bloques, algunos bloques que a simple vista parecía que iban a romper seguro, no lo han hecho (fig. 9b).

nº fragmentos	exponente ‘b’
1-3	-0,18
4-9	-0,24
10-31	-0,40
32-74	-0,50
75-123	-0,69
todos juntos	-0,45

Tabla 1. Exponentes de las ‘power law’ ajustadas a la RBSD



Figura 11. TS#1, Detalle de los fragmentos restantes tras el lanzamiento de 5 bloques. Tres de ellos han sufrido una intensa fragmentación

Tratando de explicar este comportamiento dispar, se ha intentado correlacionar con las medidas in situ hechas con el martillo L de Schmidt antes de los lanzamientos. Desafortunadamente, los resultados muestran una falta de correlación entre el “rebote” del martillo Schmidt y la desintegración de los bloques. Esto debe ser debido a que este esclerómetro implica una pequeña porción de roca (unos pocos cm cerca del punto de impacto) lo que no es suficiente para representar la situación promedio del bloque en cuanto a fisuración e integridad general. En el emplazamiento 3 se llevaron a cabo unas pruebas con propagación de ultrasonidos a través del bloque, pero los resultados tampoco fueron satisfactorios.

5. OTROS TRABAJOS REALIZADOS Y EN CURSO

Otra técnica posible para explicar porque algunos bloques fragmentan y otros no sería la correlación del comportamiento del bloque con su ‘índice de fisuración’ (longitud de fisura persistente en la superficie del bloque normalizada por unidad de superficie). Este índice no se midió antes del lanzamiento de los bloques, pero se podrá computar ahora mediante los modelos 3D de los bloques obtenidos mediante los levantamientos fotogramétricos masivos envolventes descritos en #2. Estos cálculos no son inmediatos, y están aún en curso de elaboración.

Otra variable que influye en la ocurrencia o no de fragmentación es el ángulo de incidencia del bloque con el terreno en el momento del impacto. La orientación del impulso mecánico durante el impacto en relación a la estructura del bloque (red de discontinuidades) ha de ser, sin duda, importante. Si pensamos que la forma del bloque (caras libres) refleja de alguna manera su estructura interna (discontinuidades), entonces es distinto que el bloque choque con el talud por una esquina o por una cara del mismo. Gracias a los videos de alta resolución y alta velocidad, se puede re-analizar ahora el tipo de incidencia y se comprueba que efectivamente la fragmentación durante el impacto no depende sólo de la energía normal disipada o del ángulo de incidencia de la trayectoria, sino que también depende de la rotación angular del bloque (y de su estructura interna) en relación a la pared o liso en el que impacta. La evaluación de estos tipos de impacto (cara-

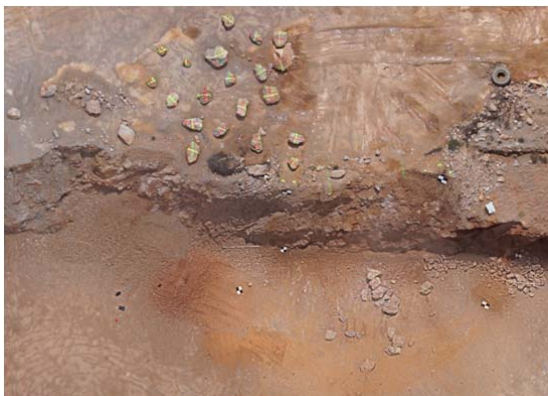


Figura 12. TS#1 Ortofotomapa generado a partir de imágenes tomadas por el dron



Figura 13. Modelo 3D del emplazamiento TS#1

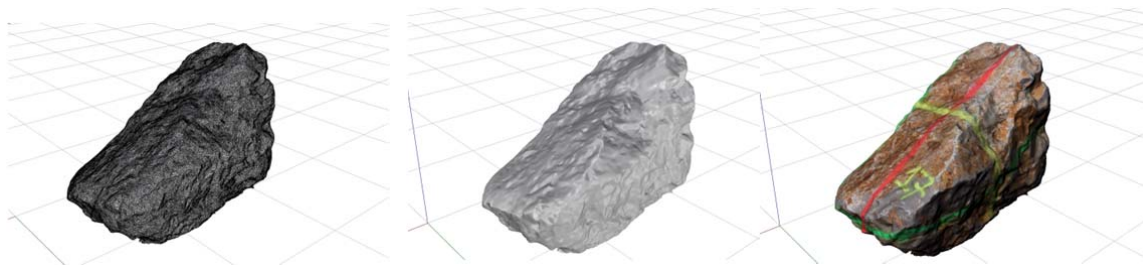


Figura 14. Modelo 3D del bloque 17: malla; con iluminación y sombreado; 'con textura' (color)

cara, esquina-cara, etc) permitirá explicar algo mejor la ocurrencia o no de fragmentación en los ensayos realizados.

En otro orden de cosas, con las foto aéreas tomadas durante los vuelos del dron se han compuesto ortofotomapas (fig.12) y modelos 3D (fig.13). Con los levantamientos fotogramétricos masivos y envoltentes se han construido modelos 3D de cada bloque (fig.14) usando los programas VSFM, MESH y Agisoft entre otros.

Esta información geométrica (terreno, bloque, centro de gravedad, estructura) es de gran importancia para el trabajo de modelado de trayectorias y de pautas de fragmentación. Usando las tomas video convergentes, tras una orientación general de la escena (mediante las dianas), se pueden triangular las sucesivas posiciones del bloque (y de los posibles fragmentos), obteniéndose así velocidades (fig.15), aceleraciones, energías etc. Por ejemplo, las velocidades de impacto sobre la plataforma inferior oscilan entre 12,5 y 15,9 m/s en el primer emplazamiento, y entre 13,1 y 16,9 m/s en el segundo.

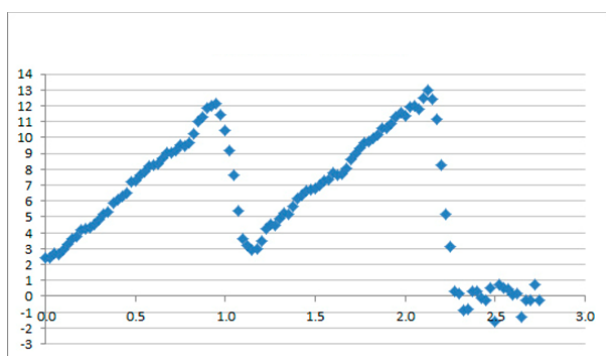


Figura 15. Bloque 24: Perfil de velocidad (m/s) en función del tiempo (s) (media móvil de 5).

Figura 16. Bloque 24 en el TS#1: trayectoria obtenida mediante video-triangulación semiautomática



El cálculo de estos valores se ha realizado al principio con métodos no automáticos, imagen a imagen o mediante pequeños programas. Actualmente se están desarrollando herramientas supervisadas para la extracción automática de las variables de la videotriangulación (fig.16).

6. CONCLUSIONES

En esta contribución se han presentado tres ensayos de lanzamiento de bloques a escala real orientados a la caracterización de la fragmentación. Se ha explicado su organización, los trabajos previos preparatorios, la realización práctica de los lanzamientos llevados a cabo en junio de 2015 y en junio de 2016, y los resultados obtenidos de los mismos, algunos de los cuales aún están en curso. Además de una mejora cuantificable del conocimiento sobre el proceso de la fragmentación de los bloques (por ejemplo, % de bloques fragmentados o exponentes de la ecuación *power-law* de la RBSD), las trayectorias han sido usadas para calibrar modelos de propagación de bloques incorporando la fragmentación (Matas et al. 2017).

El uso de nuevas herramientas – como drones, cámaras de video de alta velocidad, fotogrametría masiva envolvente (SFM) – se ha demostrado de gran utilidad y potencia. Por ejemplo, los videos permiten realizar mediciones que no se capturaron directamente el día del ensayo. Por otro lado, el tamaño total de los archivos y su número elevado aconseja la programación de herramientas de postproceso para la realización de la extracción de las variables; algunos de estos programas aún están en elaboración. Algunas de estas tareas en curso se desarrollarán en el seno del proyecto ROCKMODELS (2017-2019) que permitirá mejorar las herramientas y metodología implementada en el seno de ROCKRISK.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece el soporte del Ministerio de Economía y Competitividad a través del proyecto ROCKRISK (BIA2013-42582-P). Por otro lado, al Ministerio de Educación por las becas FPI del Segundo y quinto autor, y a la Fundación BBVA por la ayuda para la contratación de la séptima autora. Para terminar, se reconoce el apoyo fundamental de las empresas donde se han realizado los ensayos: Canteras Hermanos Foj y Canteras Ponderosa S.A.

REFERENCIAS

- Abellan, A., Vilaplana, J.M., Martinez, J. 2006. Application of a long-range terrestrial laser scanner to a detailed rockfall study at Vall de Nuria (Eastern Pyrenees, Spain). *Eng. Geology* 88: 136-148.
- Agliardi, F., Crosta, G.B., 2003. High resolution three-dimensional numerical modelling of rockfalls. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 40: 455-471.
- Corominas J., Mavrouli O. 2011. Rockfall Quantitative Risk Assessment, Chapter 8. In: Lambert, S. and F. Nicot (eds), *Rockfall engineering*: 255-301. London: ISTE Ltd & John Wiley and Sons, Inc.
- Cruden, D.M., Varnes, D.J. 1996. Landslides Types and Processes. In: Turner AK, Schuster RL (eds), *Landslides: investigation and mitigation* (special report 247): 36-75. Washington: Transportation Research Board.
- Dussauge, C. Grasso, J. Helmstetter, A. 2003. Statistical Analysis of Rock Fall Volume Distributions: Implications for Rock fall Dynamics. *Journal of Geophysical Research* B 108(B6): DOI: 10.1029/2001JB000650.
- Fell R, Ho, KKS, Lacasse S, Leroi E. 2005. A framework for landslide risk assessment and management. In O. Hungr, R. Fell, R. Couture and E. Eberhardt (eds), *Landslide Risk Management*: 3-25. London: Taylor and Francis.
- Giacomini, A. Buzzi, O. Renard, B. Giani, G.P. 2009. Experimental studies on fragmentation of rock falls on impact with rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 46: 708-715.
- Gili, J.A., Ruiz, R., Matas, G., Corominas, J., Lantada, N., Núñez, M.A., Mavrouli, O., Buill, F., Moya, J., Prades, A., Moreno, S., 2016. Experimental study on rockfall fragmentation: in situ test design and first results. In Proc. *12th International Symposium on Landslides* (ISL 2016), Napoli, 12 - 19 June 7 pp, Rotterdam: Balkema.
- Matas, G., N. Lantada, J. Corominas, J. A. Gili, R. Ruiz-Carulla, A. Prades, 2017, RockGIS: a GIS-based model for the analysis of fragmentation in rockfalls. *Landslides*, Pub on line March 2017, 14 pag., DOI 10.1007/s10346-017-0818-7
- Jaboyedoff, M. Dudt, J.P. Labiouse, V. 2005. An attempt to refine rockfall hazard zoning based on the kinetic energy, frequency and fragmentation degree. *Natural Hazards and Earth System Sciences* 5: 621-632.
- ROCKRISK, 2014. Rockfalls: Risk Quantification And Prevention. R&D project ref. BIA2013-42582-P, 2014-2016, between the Spanish Economy and Competitiveness Ministry and the Technical University of Catalonia (UPC). <https://rockrisk.upc.edu/en>
- Ruiz-Carulla, R., Corominas, J., Mavrouli, O. 2016. Comparison of block size distribution in rockfalls. In Proc. *12th International Symposium on Landslides* (ISL 2016), Napoli, 12 - 19 June 2016: 7 pp, Rotterdam: Balkema.
- Ruiz-Carulla, R., Corominas, J., Mavrouli, O. 2015. A methodology to obtain the block size distribution of fragmental rockfall deposit. *Landslides* 12: 815-825. DOI 10.1007/s10346-015-0600-7.
- Wang, Y., Tonon, F. 2010. Discrete Element Modelling of Rock Fragmentation upon Impact in Rock Fall Analysis. *Rock Mech. & Rock Eng.* 44: 23-35.
- Zhang, Z.X., Kou, S.Q., Jiang, L.G., Lindqvist, P.A. 2000. Effects of loading rate on rock fracture: fracture characteristics and energy partitioning. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 37: 745-762.

MODELIZACIÓN DE CUNETAS CONTRA DESPRENDIMIENTOS CON CRSP-3D

Jorge Yepes *, Cándida García-González *, Miguel Ángel Franesqui *

* Departamento de Ingeniería Civil
Escuela de Ingenierías Industriales y Cíviles
Universidad de Las Palmas de Gran Canaria

RESUMEN

Los desprendimientos en las carreteras son un grave riesgo para los usuarios. Cada año se destinan ingentes recursos en el mantenimiento de taludes y medidas de estabilización y protección para mitigar el riesgo asociado a los desprendimientos. Las áreas de captación (cunetas) son una de las medidas de protección más efectivas y económicas para contener y restringir la caída de bloques en los viales. Su efectividad depende directamente del criterio de diseño. Los trabajos anteriores están basados en estudios empíricos. En 1963 Ritchie definió los primeros gráficos y ábacos de diseño, estableciendo la distancia de impacto de los bloques en función de la altura e inclinación del talud. Aunque este trabajo todavía está vigente, tiene ciertas limitaciones. Su modelo se basa en geometrías de talud muy restringidas y en una cuneta profunda y muy inclinada, que reduce la seguridad de la carretera y complica las labores de mantenimiento. El equipo de Pierson creó una nueva serie de gráficos en 2001 basados en ensayos de campo sobre distintas configuraciones talud-cuneta. Sin embargo, su estudio presenta algunas deficiencias: las situaciones evaluadas se limitan a un tipo específico de material, tamaño y forma de roca y las dimensiones propuestas para obtener un determinado porcentaje de rocas retenidas son muy amplias. Por tanto, los costes asociados a este diseño resultan elevados. El presente trabajo aplica un modelo de simulación (CRSP-3D) a un amplio número de configuraciones talud-cuneta y un mayor número de variables que los estudios previos. En concreto: A) Se han considerado 5 alturas de talud, 5 pendientes de talud y 3 cunetas con diferente pendiente; además, los taludes altos (>18m) incorporan una berma intermedia de 1m de ancho a 12m de altura. B) Se han manejado 4 materiales distintos; roca dura y roca blanda par el talud, hormigón para la cuneta y asfalto para el pavimento; las propiedades de estos materiales (densidad, elasticidad y rugosidad) se establecieron de acuerdo a la metodología propuesta en CRSP-3D y adaptándola al conocimiento empírico de cada uno de los materiales estudiados. C) Se ha considerado un amplio lote de bloques con varias combinaciones posibles de geometría

(esfera, cubo, cilindro) y tamaño (0,31; 0,62 y 0,94m de diámetro); en total se han examinado 270 casos posibles en roca dura y 180 en roca blanda. D) Se han lanzado los bloques de manera aleatoria, a lo largo de todo el talud, con una velocidad inicial nula. Como resultado del análisis numérico se presenta una serie de ábacos de fácil manejo que pueden resultar útiles, tanto para el diseño de infraestructuras, como para evaluar la efectividad de las cunetas ya existentes. Los gráficos propuestos ofrecen una estimación de las dimensiones requeridas para la cuneta en función de la relación entre la distancia óptima de parada y el porcentaje acumulado de bloques a lo largo de la trayectoria. Todos los diseños propuestos satisfacen un porcentaje de retención específico (95%).

1. INTRODUCCIÓN

El uso de cunetas para restringir la caída de rocas en las carreteras es una medida económica, eficaz y sencilla de construir (Ritchie, 1963; Pierson et al., 2001; Pantelidis, 2010; Gomes et al., 2012). Supone un escaso impacto ambiental y conlleva un fácil mantenimiento. De hecho, la cuneta constituye una solución competitiva frente a las estructuras de estabilización o de contención, que suelen exigir elevadas inversiones económicas (Pantelidis, 2010). En este sentido, la cuneta es una medida idónea para la planificación de infraestructuras en países en vías de desarrollo.

Los desprendimientos rocosos no tienen una solución clara y única. Existe una gran variedad de situaciones posibles y cada una requiere un tratamiento y solución específicos (Santamaría Arias, 1996). Además, el diseño de zonas de captación no ha seguido un criterio estándar. El resultado ha sido la existencia de una gran tipología de cunetas, algunas sobredimensionadas y otras poco eficaces, que han supuesto un incremento del gasto público y del impacto ambiental.

Este trabajo ofrece una herramienta útil para optimizar el diseño del sistema talud-berma-cuneta, que permite evaluar con rapidez la capacidad de retención de una estructura en fase de proyecto o una vez ejecutada y justificar posibles actuaciones de mejora. Los criterios aplicados son cuantitativos y están basados en modelos numéricos. Los resultados obtenidos permiten estimar la frecuencia de caída de los bloques, cuantificar la probabilidad de que éstos alcancen la carretera y verificar la capacidad de retención de las cunetas.

2. ANTECEDENTES

Ritchie (1963) estableció una tabla de diseño para dimensionar el ancho y la profundidad mínima de las cunetas en función de la altura y el ángulo del talud. Esta tabla y su versión modificada por la FHWA (Federal Highway Administration, 1989) supusieron un avance para el diseño de carreteras. Sin embargo, el modelo de *Ritchie* (1963) presenta algunas limitaciones: a) No proporciona un criterio económico que permita elegir el porcentaje de

retención de bloques adecuado a cada sección de talud. b) Ofrece resultados para una sola configuración de cuneta. c) El diseño de la cuneta dificulta la reincorporación del vehículo al vial e incumple el estándar de seguridad vial vigente en la actualidad.

Por otra parte, algunos autores han evaluado la mecánica del desprendimiento (Spang y Rautenstrauch, 1988; Okura et al., 2000; Giani et al., 2004; Labiouse y Heidenreich, 2009; Ye et al., 2011,2014; Vijayakumar et al., 2011). El Oregon Department of Transport (ODOT) recogió entre 1992 y 1994, datos reales de tres tipos de cunetas con diferente inclinación (plana, 6H:1V y 4H:1V). Pierson et al. (1994) validaron experimentalmente el trabajo del ODOT en taludes de diferente altura (40, 60 y 80 pies) y misma inclinación (0.25H:1V). En 2001 el ODOT y la FHWA evaluaron, de forma experimental, otras configuraciones de talud-cuneta. En total, trabajaron con doce taludes de diferente inclinación (0.25H:1V; 0.5H:1V; 0.75H:1V y 1H:1V) y altura (40, 60 y 80 pies) y tres tipos de cuneta (1H:0V; 6H:1V y 4H:1V). Con los datos recogidos se elaboraron unas gráficas de diseño para el dimensionamiento de cunetas (Pierson et al., 2001). De forma paralela, se han desarrollado simulaciones basadas en parámetros conocidos del talud (Hoek, 1987; Wu, 1987; Pfeiffer y Higgins, 1990; Rocscience, 2011; Nishikawa et al., 2012). Pantelidis (2010) utilizó RocFall (Rocscience Inc., 2002) para desarrollar gráficas de diseño adaptadas a cunetas inspiradas en las de Ritchie (1963): fondo plano y profundo, cubierto por una capa de grava y margen tapizado de hierba. Su estudio se basó en 100 lanzamientos de bloques por un talud de roca dura con una cuneta al pie. Pantelidis y Kokkalis (2011) también consideraron el uso de estructuras complementarias (vallas y pantallas de hormigón).

3. METODOLOGÍA

Cuando se diseñan sistemas pasivos de protección contra los desprendimientos, es habitual simular primero la trayectoria del bloque y luego, establecer una guía de diseño que permita elegir una localización óptima de la estructura adaptada a la realidad de la infraestructura.

La simulación se realizó con el programa *Colorado Rockfall Simulation Program 3D* (Pfeiffer y Bowen, 1989; Pfeiffer y Higgins, 1990). CRSP-3D ofrece valores de 4 parámetros de la caída: velocidad (V_i), energía cinética (E_k) y altura de rebote (H_r) del bloque, referidos al punto de control establecido y la X_{stop} referida a la coronación del talud. Estos valores permiten estimar el alcance de los desprendimientos y evaluar el diseño de estructuras de contención de bloques. El análisis consideró 150 configuraciones topográficas de talud-berma-cuneta que combinaron distintas alturas (H_t), pendientes (α_t) y litologías (Hard Rock, HR; Soft Rock, SR) de talud con cunetas de diferente pendiente (α_d). Además, se tuvieron en cuenta las propiedades geomecánicas del sustrato (densidad [D_a], elasticidad [I_d], rugosidad [R] y del bloque (forma [F_b], volumen [S_b]), que se establecieron siguiendo los criterios de CRSP 3D (Andrew et al. 2012). La combinación de todas estas variables permitió definir 1125 supuestos. Para cada supuesto se analizaron 30 sucesos. En total se analizaron 33750 resultados (Fig. 1).

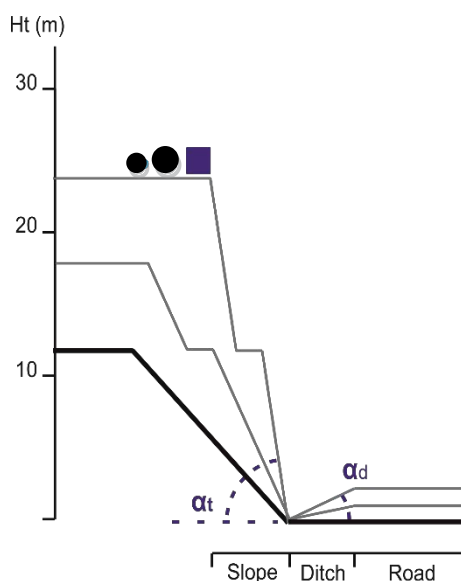


Figura 1. Esquema de un perfil topográfico con los elementos considerados para el diseño de cunetas (bloque, talud, cuneta, vial). Las configuraciones talud-cuneta que se analizaron han tenido en cuenta diferentes valores de H_t , (α_t), (α_d).

Los parámetros de cada supuesto se mostraron en secciones 2D. En el eje de abscisas se representó (X_{stop}) y en el eje de ordenadas (H_t). Para ello, se desplazó el eje de ordenadas de la coronación al pie del talud y se acotó la distribución de la muestra estudiada para un rango de distancias concreto ($-\infty$ a $+13$). Este rango considera un ancho máximo de cuneta (W_d) de 5m, correspondiendo el resto (8m) al vial (W_r), y cualquier geometría de talud posible (H_t ; α_t). Los ajustes aplicados permitieron representar todos los resultados de los 1125 supuestos analizados en el mismo rango de distancias corregidas (X_{stop}^*) y establecer comparaciones entre sus parámetros estadísticos básicos (media aritmética, desviación típica, asimetría e índice de Curtosis).

Posteriormente, se determinaron las frecuencias absolutas de las rocas retenidas en cada tramo unitario del rango establecido ($-\infty$ a $+13$) y se expresaron en porcentajes (%Rt) respecto al total de sucesos simulados en cada supuesto ($n=30$). Además, se calculó la frecuencia acumulada (%Cum) para cada distancia unitaria. El método seguido se puede encontrar en Yepes et al.(2017).

Por último, se elaboraron las gráficas de diseño de las cunetas. Para ello, se establecieron relaciones gráficas entre el porcentaje acumulado de bloques (%Cum) y la distancia de parada corregida (X_{stop}^*). Para cada configuración de talud (H_t ; α_t) se representaron las funciones (%Cum- X_{stop}^*) de los 3 tipos de cuneta estudiados: plana (1H:0V), 10° (6H:1V) y 14° (4H:1V). Este análisis solo se realizó para bloques cúbicos, ya que es la geometría más frecuente en los litotipos analizados: un basalto olivínico piroxénico masivo (HR) y una

ignimbrita fonolítica no soldada (SR). Los valores de las propiedades geotécnicas de cada material se asignaron conforme a Rodríguez-Losada et al. (2007, 2009).

4. RESULTADOS

En total se generaron 50 ábacos de diseño de cunetas. Todas las gráficas incluyen una línea horizontal para indicar el percentil 95 (P_{95}) y facilitar la lectura de la anchura óptima de cuneta (W_d) capaz de retener el porcentaje acumulado (%Cum) de los desprendimientos que se considere adecuado. En este trabajo se ha asumido un margen de confianza del 95% para el diseño de la cuneta (%Cum=95%). Esta estimación es habitual en proyectos de planificación viaria (Fig. 2A).

Los gráficos generados (ábacos de diseño) también ofrecen la posibilidad de realizar una lectura inversa. Esta opción permite evaluar la eficacia de la anchura (W_d) para una cuneta ya existente y para una configuración de talud concreta (H_t ; α_t) (Fig. 2B).

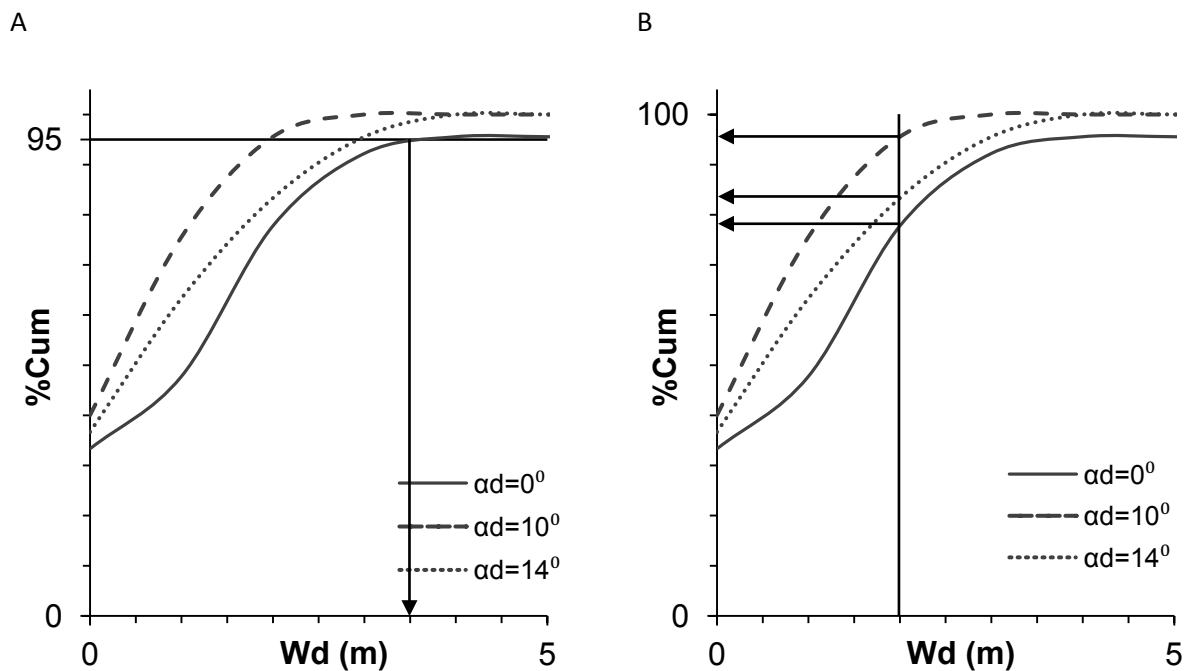


Figura 2. Ejemplo de interpretación de un ábaco de diseño. Se ha considerado un supuesto con los siguientes parámetros: $H_t=15$; $(\alpha_t)=75^\circ$; $L=HR$; $Fb=cubo$; $Sb=0.9m^3$. (A) La línea del (P_{95}) indica un valor de anchura de cuneta óptima [$4m > (W_d) > 2m$], capaz de retener el 95% de los desprendimientos potenciales. (B) La línea de (W_d)=2m indica el porcentaje de retención para cada una de las configuraciones de cuneta consideradas. Este valor oscila entre un 78-95%, según la pendiente de la cuneta. Leyenda: La línea continua representa la cuneta plana, la línea de puntos representa la cuneta de 10° y la línea de guiones representa la cuneta de 14° .

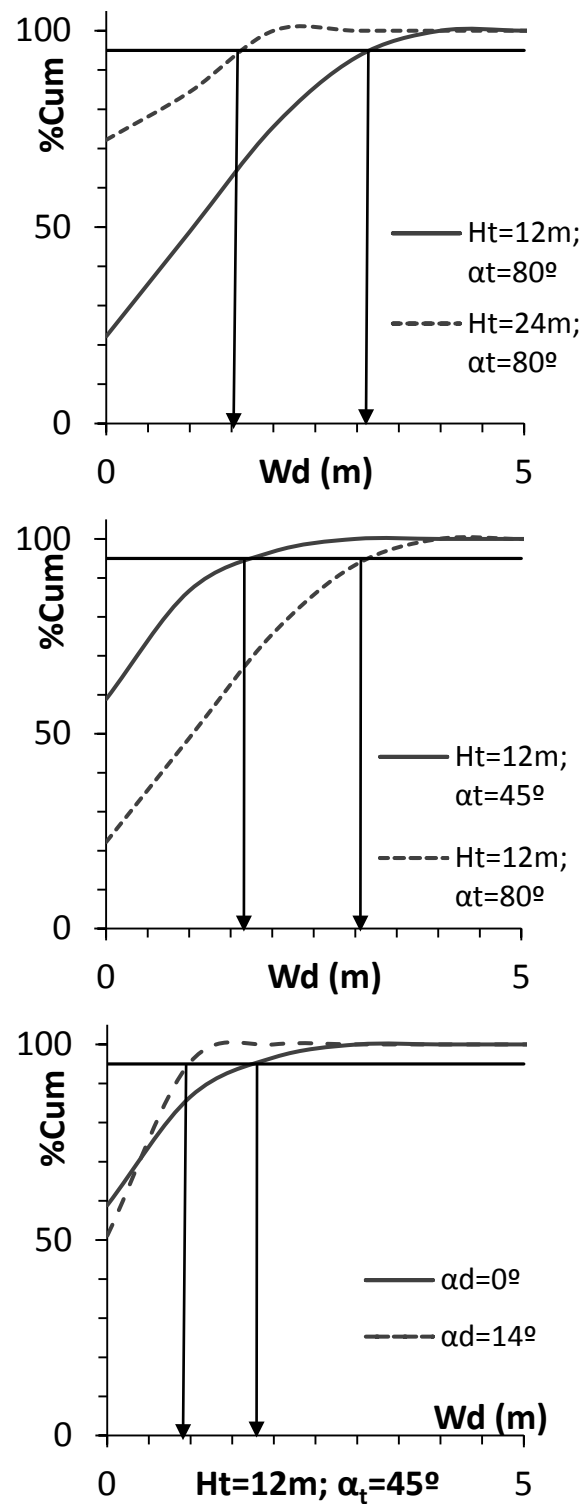


Figura 3. Casos particulares de configuración talud-cuneta que muestran la influencia de los factores topográficos en la W_d óptima

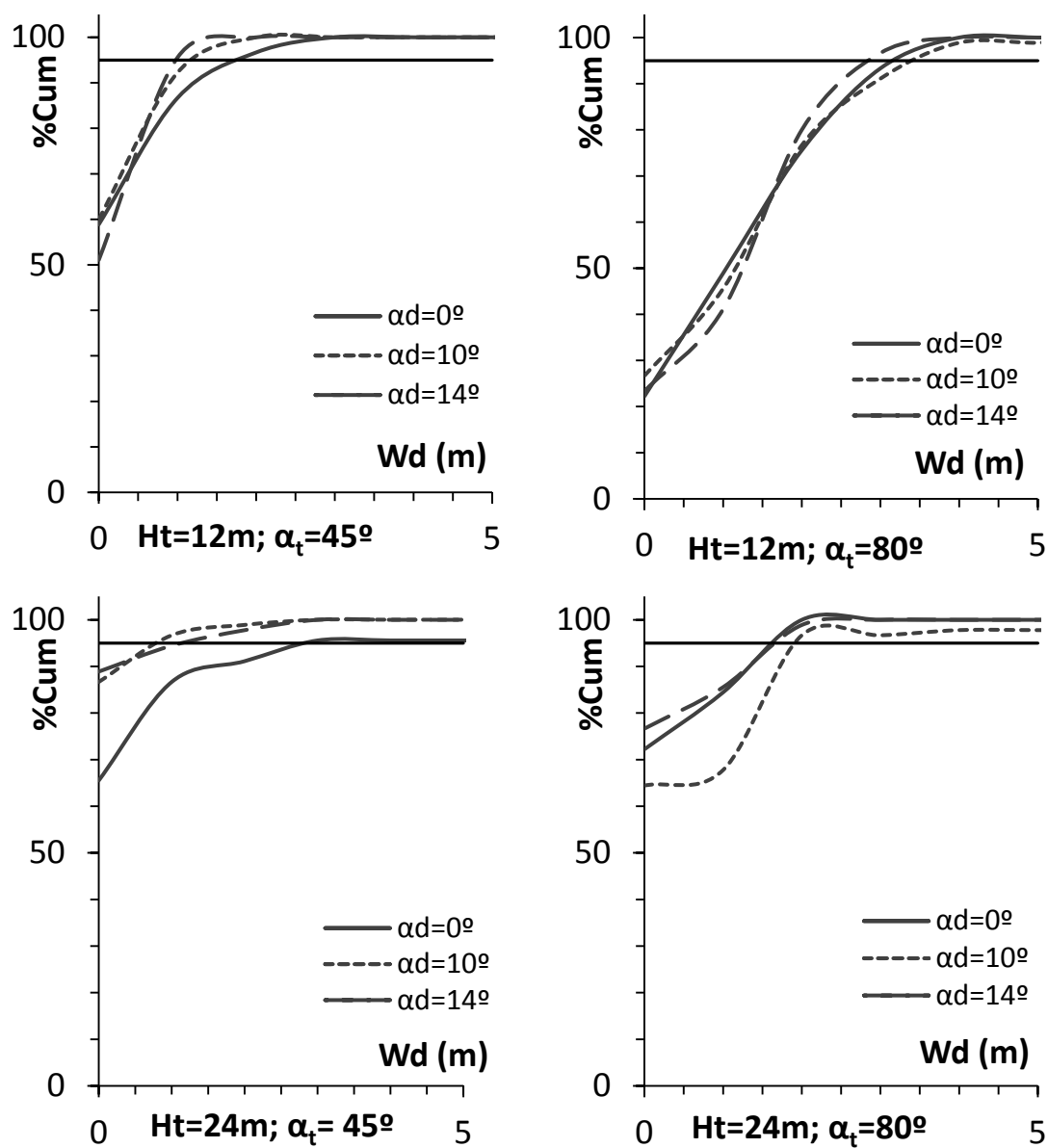


Figura 4. Ábacos de diseño de ocho configuraciones talud-cuneta. Se recogen los casos extremos (dos alturas y pendiente de talud). Las gráficas ofrecen la lectura del W_d para el %Cum óptimo. (Cfr. Leyenda en Tabla 2)

Los ábacos permiten dimensionar cunetas en fase de diseño con 4 pasos (Fig. 2A): (1) definir la sección tipo del talud proyectado (H_t ; α_t); (2) seleccionar el ábaco adecuado (%Cum- W_d); (3) asumir un margen de confianza (%R) para alcanzar el porcentaje de bloques retenidos (%Cum) que se estime oportuno; (4) hacer la oportuna lectura en el eje de abscisas para cada tipo de cuneta graficada (α_d); y elegir una anchura de cuneta (W_d).

De igual manera, los ábacos permiten evaluar la eficiencia de una cuneta ya ejecutada en 4 pasos (Fig. 2B): (1) Seleccionar el ábaco adecuado ($\%Cum-W_d$) para la sección tipo del talud ya existente (H_t ; α_t); (2) Elegir la función (α_d) correspondiente a la configuración de cuneta ejecutada; (3) Hacer una lectura en ordenadas ($\%Cum$) para el ancho de cuneta (W_d) existente. (4) Evaluar si el porcentaje de retención de bloques ($\%Cum$) es suficiente o si el margen de confianza asumido ($\%R$) indica un factor de riesgo no deseado. En ambos casos, la alternativa elegida debe corroborarse con un análisis de costes.

Por otra parte, se relacionó la anchura de cuneta óptima (W_d) con la topografía y se observó la existencia de una cierta relación entre (W_d) y tres factores topográficos (H_t , α_t , α_d). En primer lugar, se observa que un aumento de la H_t favorece alcanzar la retención óptima ($\%Cum=95\%$) con valores reducidos de la W_d . La (Fig. 3A) permite comparar dos supuestos extremos (diferente H_t ; igual α_t y α_d) que corroboran esta observación. En segundo lugar, se observa que un aumento de la (α_t) implica un incremento de la W_d para alcanzar la retención óptima ($\%Cum=95\%$). La (Fig. 3B) permite comparar dos supuestos extremos (igual H_t y α_d ; distinta α_t) que corroboran esta observación. En tercer lugar, se observa que un aumento de la (α_d), disminuye la (W_d) necesaria para alcanzar la retención óptima ($\%Cum=95\%$) (Fig. 3C).

La Fig. 4 recoge cuatro supuestos representativos de los 50 que se han estudiado. Cada supuesto muestra el comportamiento de los tres tipos de cuneta analizadas.

5. DISCUSIÓN

A continuación se presentan las hipótesis que sugieren los resultados obtenidos en este trabajo y su comparativa con los parámetros de diseño propuestos por autores previos.

La correlación inversa (H_t-W_d) estaría relacionada con el hecho de que los taludes diseñados incorporan una berma a media ladera que funcionaría como área adicional de retención.

La correlación directa (α_t-W_d) estaría relacionada con la amplificación del efecto que tienen los rebotes en los taludes más verticales.

La correlación inversa (α_d-W_d) estaría relacionada con el cambio en la dirección del rebote que determina la contrapendiente de la cuneta, como ya apuntó Pierson et al. (2001). El trabajo que debe realizar el bloque para seguir rodando es superior en cunetas con fuerte inclinación (α_d) a contrapendiente de la topografía.

El hecho de que la correlación (α_d-W_d) sea variable (Fig. 4) podría deberse al influjo de la pendiente del talud y al carácter aleatorio de la altura de los desprendimientos.

Por último, se observa que el influjo de la cuneta es efectivo para (α_d) elevadas ($>14^\circ$). Solo en estos casos, es significativa la reducción del alcance máximo (P_{95}) de los desprendimientos (Fig. 4C).

El análisis comparado con los diseños previos se ha realizado a partir de los valores de α_d (Tabla 1, Fig. 5, Fig. 6). Esta tabla recoge los valores de W_d óptimo para ocho configuraciones talud-cuneta.

Altura de talud	Ht (m)	12				24			
Pendiente de talud	α_t (°)	45° (1H:1V)		80° (1H:6V)		45° (1H:1V)		80° (1H:6V)	
Pendiente de cuneta	α_d (°)	0° 1H:0V)	14° (4H:1V)	0° 1H:0V)	14° (4H:1V)	0° 1H:0V)	14° (4H:1V)	0° 1H:0V)	14° (4H:1V)
Ritchie (1.963)	D_d (m)	1.5-1.8	-	1.2-1.5	-	1.8-2.1	-	1.5	-
	β_d	1:1.25	-	1:1.25	-	1:1.25	-	1:1.25	-
	W_d (m)	4.6	-	4.6-6.1	-	4.6-6.1	-	6.1-7.6	-
Pierson et al. (2001)	W_d (m)	15.5	4.3	7.3	4	21	8.5	7.3	5.2
Pantelidis (2010)	D_d (m)	1	-	1	-	1	-	1	-
	β_d	1:1	-	1:1	-	1:1	-	1:1	-
	W_d (m)	3	-	<3	-	8	-	3-5	-
Yepes et al. (2017)	W_d (m)	2	1	4	3.5	2	1	2	1.5
REF.		(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)

Tabla 1 Parámetros de diseño propuestos por diferentes autores para la construcción de áreas de captación. El análisis comparado se ha establecido a partir de los valores propuestos para el ancho de cuneta óptimo (W_d) en ocho configuraciones talud-cuneta. Leyenda: (α_d) Pendiente de cuneta. (α_t) Pendiente de talud. (β_d) Contrapendiente de la cuneta. (D_d) Profundidad de cuneta. (Ht), altura de talud. (W_d) Ancho de cuneta óptimo. Nota: La inclinación del talud y la cuneta también se ha expresado como relación de las distancias horizontal y vertical (H:V).

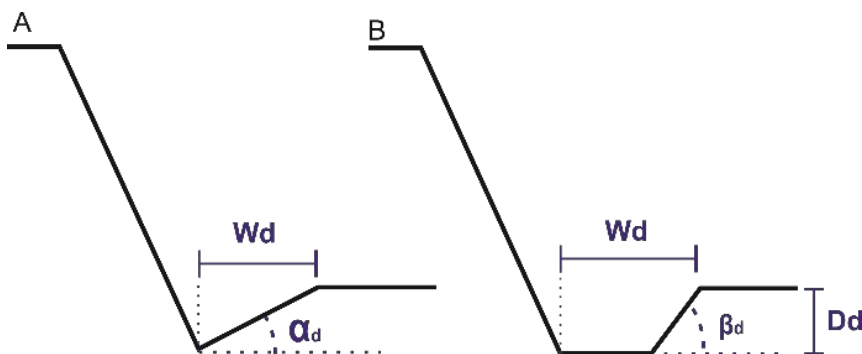


Figura 5. Perfil topográfico idealizado de una configuración talud-cuneta. Se indican los parámetros recogidos en la tabla 1 (cfr. leyenda en Tabla 1)

La comparativa sugiere que el comportamiento de la cuneta inclinada (Pierson, 2001 y este trabajo) es más eficiente que el de la cuneta profunda (Ritchie, 1963; Pantelidis, 2010). Además, los valores de W_d obtenidos en este trabajo resultan sustancialmente menores que los recogidos en estudios previos (Fig. 6).

El porcentaje de mejora con respecto a los estudios previos oscila en un amplio rango (12% a 90%) según el caso (Tabla 2). Esto podría estar relacionado con el criterio asumido en la modelización (carácter aleatorio de la altura de los desprendimientos).

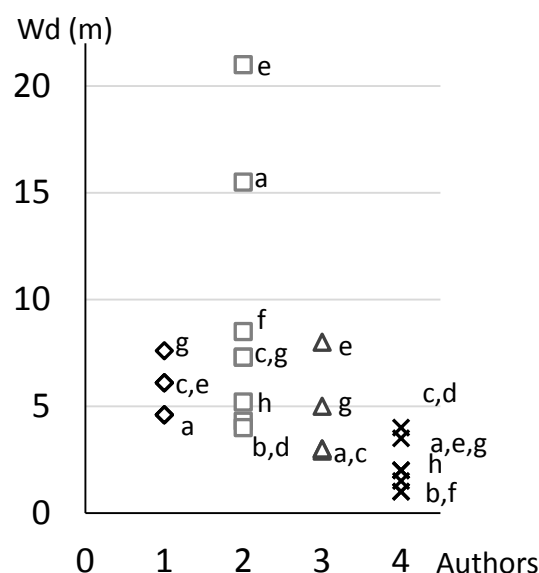


Figura 6. Representación gráfica del ancho de cuneta (Wd) recogido en la Tabla T. Leyenda: (1) Ritchie ,1963; (2) Pierson et al. ,2001; (3) Pantelidis, 2010; (4) Yepes et al, 2017.

	MEJORA (%)							
Pierson (2001)-Yepes et al.	-87.1	-76.7	-45.2	-12.5	-90.5	-88.2	-72.6	-71.1
Pantelidis (2010)- Yepes et al.	-33.3	-66.6	+33.3	+16.7	-75	-87.5	-60	-70
Ritchie (1963)- Yepes et al.	-56.5	-78.3	-34.4	-42.6	-67.2	-83.6	-73.7	-80.3

Tabla 2. Comparativa del ancho de cuneta (Wd) propuesto por diferentes autores. La tabla presenta el porcentaje de mejora (valores negativos) que suponen los resultados propuestos en este trabajo frente a los que han sugerido autores previos (cfr. Tabla 1). Leyenda: (%)=100*(Wd1-Wd2)/(Wd1).

El presente trabajo analiza el desprendimiento de rocas en taludes homogéneos y anisótropos con una sola litología y un mismo grado de alteración (RMR). Para la modelización del proceso estudiado en 2D se ha supuesto que el lanzamiento de bloques se distribuye de forma aleatoria a lo largo de todo el talud. Otros autores han preferido considerar que los desprendimientos proceden exclusivamente de la coronación del talud (caso más desfavorable). La hipótesis aquí propuesta es el caso general y más frecuente. La probabilidad de encontrar bloques inestables es similar a lo largo de todo el talud, en las condiciones asumidas. Los estudios geológicos sugieren que el área fuente de los desprendimientos no siempre se sitúa en la coronación del talud, ya que depende de varios factores, p.e.: el incremento del empuje horizontal que soporta la pared del escarpe a medida que se desciende hacia el pie del talud; la amplificación de la inestabilidad por el descalce de una capa dura que se apoya sobre una blanda; la aceleración de la meteorización que experimenta el macizo en

los puntos de descarga acuífera, etc. La hipótesis propuesta permite realizar anteproyectos más ajustados a la realidad. Por consiguiente, ofrecer soluciones más económicas y adecuadas al tiempo de servicio de las obras.

6. CONCLUSIONES

- La H_t y la α_d muestran una correlación inversa con la W_d , mientras que la α_t ofrece una correlación directa.
- El comportamiento de la cuneta inclinada es más eficiente que el de la cuneta profunda y resulta más efectivo para pendientes elevadas ($\alpha_d > 14^\circ$). Además, la cuneta inclinada reduce el riesgo de vuelco de los vehículos.
- El porcentaje de mejora con respecto a los estudios previos está relacionado con el criterio asumido en la modelización (carácter aleatorio de la altura de los desprendimientos).
- La hipótesis propuesta se ajusta mejor a la realidad y ofrece soluciones más económicas y adecuadas al tiempo de servicio de las obras diseñadas.

REFERENCIAS

- Andrew R, Hume H, Bartingale R, Rock A, Zhang R (2012). *CRSP-3D User's Manual (Colorado Rockfall Simulation Program)*. Central Federal Lands Highway Division (FLH) of the Federal Highway Administration. Publication n°. FHWA-CFL/TD-12-007.
- Federal Highway Administration (1989). *Rock slopes: design, excavation, stabilization*, Publication n°. FHWA-TS-89-045. McLean, Virginia: Turner-Fairbank Highway Research Center.
- Giani G P, Giacomini A, Migliazza M, Segalini A (2004). Experimental and theoretical studies to improve rock fall analysis and protection work design. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 37 (5), 369-389. DOI 10.1007/s00603-004-0027-2.
- Gomes G J C, Sobreira F G, Lana M S (2012). Design of highway rock slopes catchment area. *Road Materials and Pavement Design*, 13 (2): 396-402.
- Hoek E (1987). *Rockfall – A program in Basic for the analysis of rockfalls from slopes*. Vancouver BC: Golder and Associates.
- Labiouse V, Heidenreich B (2009). Half-scale experimental study of rockfall impacts on sandy slopes. *Natural Hazards and Earth System Science*, 9 (6):1981-1993.
- Nishikawa Y, Masuya H, Moriguti Y (2012). Three dimensional simulation of rockfall motion with consideration of roughness of the slope surface. *Transactions of the Japan Society for Computational Engineering and Science*, 20120003
- Okura Y, Kitahara H, Sammori T (2000). Fluidization in dry landslides. *Engineering Geology*, 56: 347-360.
- Pantelidis L (2010). Rock catchment area design charts. In: *GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modelling & Design (GSP 199)*. Department of Civil Infrastructure Engineering, Technological Educational Institute of Thessaloniki, Greece.

- Pantelidis L, Kokkalis A (2011). Designing passive rockfall measures based on computer simulation and field experience to enhance highway safety. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 48: 1369-1375.
- Pfeiffer T, Bowen T (1989). Computer simulation of rockfalls. *Environmental & Engineering Geoscience*, 26 (1); 135-146.
- Pfeiffer, TJ, Higgins, JA (1990). *Rockfall hazard analysis using the Colorado rockfall simulation program*. Transportation Research Record, No. 1288, 117–126. National Research Board, Washington DC, pp 117-126.
- Pierson L A, Davis S A, Pfeiffer T J (1994). *The Nature of Rockfall as the Basis for a New Catchment Area Design Criteria For 0.25H:1V Slopes*. Oregon Department of Transportation, Publication n°. FHWA-OR-GT-95-05
- Pierson L A, Gullixson C F, Chassie R G (2001). *Rockfall Catchment area desing guide*. Final Report SPR-3(032). Oregon Department of Transportation Research Group. U.S. Federal Highway Administration. Publication n°: FHWA-OR-RD-02-04.
- Ritchie A M (1963). *Evaluation of rockfall and its control*. Record, 17 Highway Reseach Board: 13-28.
- Rodriguez-Losada, J A, Hernandez-Gutierrez LE, Olalla C, Perucho A, Serrano A, del Potro R (2007). The volcanic rocks of the Canary Islands. Geotechnical properties. en: *Volcanic Rocks* (Eds. Malheiro & Nunes): 53-57. Taylor & Francis Group. London. ISBN 978-0-415-45140-6.
- Rodriguez-Losada J A, Hernandez-Gutierrez LE, Olalla C, Perucho A, Serrano A, Eff-Darwich A. (2009). Geomechanical parameters of intact rocks and rock masses from the Canary Islands: Implications on their flank stability. *Journal of Volcanology And Geothermal Research*, 182 (1-2): 67.
- Rocscience inc. (2002). *RocFall - Risk Analysis of Falling Rocks On Steep Slopes - User's Guide*. Disponible en: <<http://www.roscience.com>>.
- Rocscience Inc. (2011) *Advanced Tutorial: determining input parameters for a RocFall analysis*. Disponible en: <<http://www.roscience.com>>.
- Santamaría Arias J, Ballester Muñoz F, Luis Fonseca R, Torres Vilas J A (1996) *Protección contra desprendimientos de rocas, pantallas dinámicas*. Centro de Publicaciones del Ministerio de Fomento. Madrid. ISBN: 84-498-0253-9. D.L.: M-40877-1996.
- Spang R M, Rautenstrauch R W (1988). Empirical and mathematical approaches to rockfall protection and their practical application. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 23: 207-209.
- Vijayakumar S, Yacoub T, Curran J (2011). A study of rock shape and slope irregularity on rock fall impact distance. *45th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium*.
- Wu S (1987). *Rockfall evaluation by computer simulation*. Transportation Research Record, No. 1031, National Research Board, Washington DC, 1-5.
- Ye S Q, Chen H K, Xu J (2011). Rockfalls movement mode and movement features by field tests. *Tumu Jianzhu yu Huanjing Gongcheng / Journal of Civil, Architectural and Environmental Engineering*, 33 (2): 18-23
- Ye S Q, Shangqing G, Yang Z Y, Hui L (2014). Model test for falling-rock motion characteristics on composite slope section. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 19 U: 6161- 6171.
- Yepes J, García-González C, Franesqui MA (2017). Analysis of the rockfall stop-distance factors with CRSP-3D in volcanic talus. en: *Landslide research and risk reduction for advancing culture of living with natural hazards*. 4th World Landslide Forum.

MODELIZACIÓN DE DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS CONSIDERANDO LA FRAGMENTACIÓN

Gerard Matas*, Nieves Lantada*, Jordi Corominas*, Josep A. Gili*, Roger Ruiz-Carulla y Albert Prades*

* División de Ingeniería del Terreno y Geociencias,
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya

RESUMEN

Determinar el riesgo al que está expuesto un edificio o una infraestructura debido a los desprendimientos rocosos mediante la Evaluación Cuantitativa de Riesgo requiere estudiar la peligrosidad, que integra la magnitud del fenómeno y la probabilidad de ocurrencia. Hoy en día la mayoría de metodologías disponibles para realizar estudios de peligrosidad no consideran la fragmentación de los bloques durante su propagación por la ladera. Este proceso tiene implicaciones directas en el estudio de la peligrosidad ya que se pueden incrementar el número de fragmentos y las energías cinéticas de los bloques disminuyen al reducirse su tamaño. En esta contribución se presenta el diseño e implementación de un módulo de fragmentación en un programa de simulación de desprendimientos rocosos llamado RockGIS y su aplicación a un caso de estudio.

1. INTRODUCCIÓN

Un desprendimiento rocoso es un movimiento rápido de masa producido por la separación de una masa rocosa del macizo que cae, rueda y rebota durante su propagación por la ladera. Este fenómeno puede ocurrir de manera aislada o en grupo, pero en cualquier caso siempre hay poca interacción entre los bloques en movimiento (Hung et al. 2014). El estudio de los desprendimientos rocosos se orienta a la determinación del daño potencial sobre las personas, las infraestructuras y los edificios, así como al diseño de estructuras de mitigación. Existen diferentes estrategias para la reducción del riesgo debido a desprendimientos rocosos (Corominas, 2013): (a) reduciendo la peligrosidad mediante trabajos de estabilización en el macizo; (b) interceptando o desviando las trayectorias de los bloques durante su propagación mediante estructuras de contención, que reducen su magnitud, velocidad y alcance; y (c) protegiendo los elementos expuestos. Para las dos últimas opciones, la cinemática de los

bloques, así como su energía cinética, velocidad, altura de paso y probabilidad de alcance deben ser estimadas en las áreas expuestas. Las técnicas modernas para la estimación de estos valores emplean simulaciones computacionales de los desprendimientos para realizar un análisis de las trayectorias de los bloques.

Los modelos de desprendimientos rocosos simulan la cinemática de los bloques, calculando su movimiento por la ladera usando la segunda ley de Newton y despreciando el rozamiento con el aire. Algunos de estos modelos además incluyen de manera explícita la rodadura de los bloques (Agliardi and Crosta, 2003; Lan et al., 2007). El estudio de la interacción de los bloques con la superficie topográfica durante los sucesivos impactos es el mayor reto en la modelización de desprendimientos (Bourrier and Hungr, 2011). Los modelos de propagación se pueden clasificar según las estrategias de simplificación de la realidad y las hipótesis que consideran respecto a los siguientes aspectos (Matas et al. 2017): (i) dimensión espacial; (ii) cinemática de los bloques; (iii) forma de los bloques; (iv) modelización del impacto; (v) consideración de la incertidumbre.

Considerar los bloques irrompibles durante su propagación es una hipótesis común en la mayoría de modelos existentes (Li and Lan, 2015). Sin embargo, la fragmentación es un proceso frecuentemente observado en los desprendimientos y se define como la separación de la masa inicial de roca en trozos más pequeños al impactar contra el terreno (Evans and Hungr, 1993). Esta definición incluye tanto la disgregación de los bloques delimitados por las discontinuidades preexistentes en la masa original como la generación de nuevos fragmentos debido a la rotura de roca matriz (Corominas et al. 2012). Las dos principales consecuencias de la fragmentación son la generación de múltiples fragmentos y la divergencia de las trayectorias de estos fragmentos en el punto de impacto. Después de un impacto en el que se produce la rotura del bloque, la masa inicial genera una serie de fragmentos caracterizada por una distribución de volúmenes (Ruiz-Carulla et al. 2015a). Otras consecuencias observadas son rebotes más altos, velocidades pos-impacto mayores (Agliardi and Crosta, 2003) y la eyección de pequeños fragmentos. Estos efectos físicos pueden cambiar significativamente la manera como los desprendimientos interaccionan con el terreno, las estructuras de contención y los edificios expuestos. Los análisis despreciando la fragmentación tienden a sobrestimar tanto la energía cinética como el alcance. Por otra parte, la probabilidad de impacto sobre los elementos expuestos se subestima debido a que durante la rotura de los bloques se producen múltiples trayectorias (Corominas et al. 2012).

Respecto a los últimos estudios sobre la fragmentación, Giacomini et al. (2009) realizaron una serie de experimentos a escala real para estudiar el efecto del ángulo de impacto sobre la fragmentación en el caso de materiales con foliación marcada. En este último estudio, la idea de una energía límite que produzca fragmentación propuesta por Fornaro et al. (1990) no pudo ser confirmada. Recientemente, Gili et al. (2016) realizaron diversos ensayos de fragmentación en caída de bloques a escala real en los que tampoco se pudo confirmar el concepto de energía límite, pero se observó una correlación entre el número de bloques generados durante la rotura y la dimensión fractal de la distribución de volúmenes generada.

En algunos modelos se ha modelado la disgregación de las masas rocosas a lo largo de las discontinuidades preexistentes empleando el Método de los Elementos Discretos (Cuervo, 2015). Estos modelos requieren definir las discontinuidades preexistentes en la masa rocosa a simular y las leyes que rigen la interacción entre los diferentes fragmentos mediante una aproximación de cuerpo rígido.

Para modelar la rotura, Fornaro et al. (1990) definieron un límite energético a partir del cual los bloques se dividían aleatoriamente en fragmentos más pequeños y la energía cinética se repartía proporcionalmente al volumen de cada uno de ellos. Wang and Tonon (2011) emplearon una red neuronal que reproducía de manera estocástica la fragmentación de un bloque durante un impacto con el terreno alimentada por datos obtenidos con simulaciones mediante Elementos Discretos. En este caso, se emplearon combinaciones de discontinuidades en bloques esféricos con diferentes ángulos de impacto para generar la red neuronal. El modelo de rotura desarrollado por Wang and Tonon (2011) se implementó en el código de simulación de desprendimientos Hy-Stone (Crosta and Agliardi, 2003).

2. MARCO CONCEPTUAL DE LA FRAGMENTACIÓN

Una masa rocosa inestable que se desprende de un talud puede ser maciza o estar formada por un conjunto de bloques de roca intacta delimitados por las discontinuidades preexistentes dependiendo del patrón de fracturación. La distribución volumétrica de los bloques en el macizo se caracteriza mediante la “In Situ Block Size Distribution” (IBSD). Durante la propagación de la masa ladera abajo, la distribución original puede modificarse debido a la disgregación de la roca por las discontinuidades o por la rotura de la roca matriz. La distribución resultante después de la fragmentación, incluyendo disgregación y rotura, es la llamada “Rockfall Block Size Distribution” (RBSD) (Ruiz-Carulla et al. 2015a). En la Figura 1a se puede observar un esquema del proceso de propagación y fragmentación.

En este trabajo presentamos e implementamos una aproximación estocástica para la consideración de la fragmentación en los modelos de desprendimientos tipo *lumped mass* (toda la masa se considera concentrada en un punto) basados en SIG considerando hipótesis sencillas que pueden ser fácilmente modeladas y ajustadas a casos reales. La aleatoriedad durante los impactos de los bloques con el terreno es una de las principales características de los desprendimientos rocosos, y, consecuentemente, de la fragmentación. Así pues, nos centramos en las variaciones volumétricas que sufre la ISBD durante el proceso de propagación para conseguir representar el fenómeno de la fragmentación de manera global y reproducir las distribuciones finales (RBSD) observadas en campo. Los siguientes párrafos describen el modelo de fragmentación y como ha sido implementado.

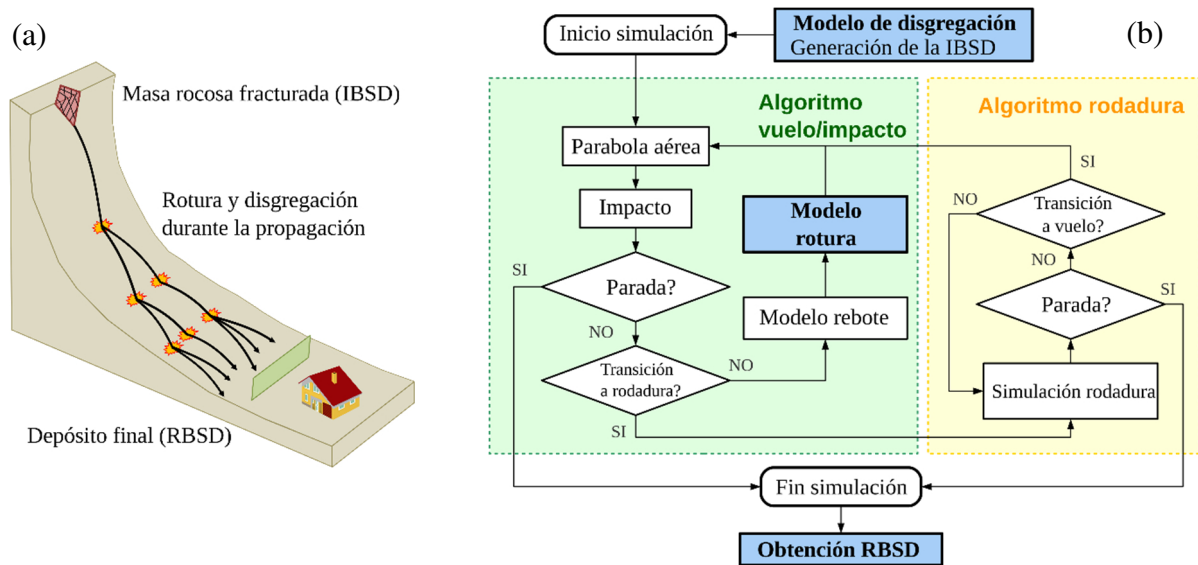


Figura 1. (a) Esquema de un desprendimiento rocoso fragmentario. **(b)** Diagrama de simulación de un bloque en un entorno SIG. En las etapas de color azul se considera la fragmentación de los bloques.

En la Figura 1b se muestra el diagrama empleado para la simulación cinemática individual de los bloques y la propuesta de implementación del módulo de fragmentación. El modelo propuesto asume que la disgregación de todos los bloques que forman la IBSD ocurre en el momento en que la masa rocosa se desprende del terreno y que no se requiere energía para la disgregación inicial de la masa. Con esta hipótesis, todos los bloques con sus correspondientes volúmenes son simulados de manera individual. No se considera la posibilidad de que los bloques impacten entre ellos durante la propagación. Así pues, para correr el modelo se necesita definir el volumen de la masa rocosa inicial, que contiene un conjunto de bloques caracterizados por la IBSD.

La conservación de la energía durante un impacto en el que se produce rotura se puede escribir como se muestra en la Ecuación 1 (Giacomini et al. 2009):

$$E_k^{bi} = E_k^{ai} + E_d + E_b \quad (1)$$

donde E_k^{bi} es la energía cinética antes del impacto, E_d la energía disipada por el terreno durante el impacto, E_b la energía disipada en el proceso de rotura y E_k^{ai} la suma de la energía cinética de cada uno de los fragmentos resultantes. La hipótesis principal de nuestro modelo de rotura es considerar las pérdidas de energía por impacto con el terreno y rotura del bloque como procesos desacoplados.

Estudios sobre fragmentación de masas rocosas han determinado que la proporción de energía disipada en el impacto por la rotura de los bloques es aproximadamente constante (Giacomini et al. 2009). En nuestro modelo se emplea un coeficiente de pérdida de energía por rotura C_b para el cálculo de E_b (Ecuación 2).

$$E_b = C_b \cdot E_k^{bi} \quad (2)$$

Nuestro modelo requiere determinar si en un impacto el bloque rompe o no, la cantidad de energía consumida por el proceso de fragmentación, el número y el tamaño de los fragmentos generados, como se distribuye la energía remanente entre todos los fragmentos y, finalmente, las trayectorias que sigue cada fragmento después de la rotura. La Figura 2a muestra un diagrama de flujo del modelo de rotura propuesto y en los siguientes párrafos se explica en detalle cada uno de los pasos del proceso.

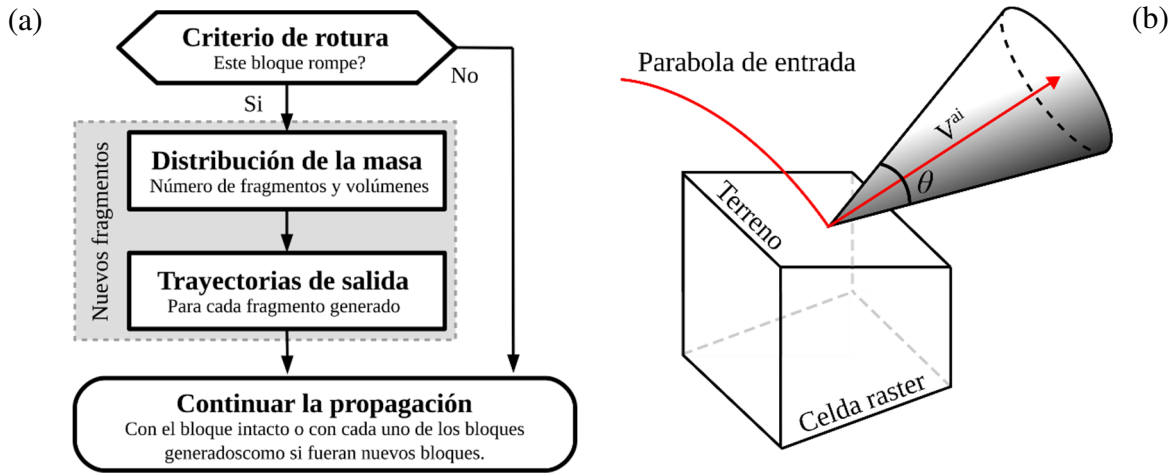


Figura 2. (a) Diagrama de flujo del proceso de rotura empleado en el modelo propuesto en la Figura 1b. (b) Cono envolvente de todas las posibles trayectorias que pueden tomar los fragmentos después de la rotura. El eje de revolución del cono sigue la velocidad calculada después del impacto por el modelo de rebote V^{ai} .

En la aproximación *lumped mass* el rebote se suele definir mediante los coeficientes de restitución normal R_n y tangencial R_t (Ecuación 3) que describen la pérdida de velocidad normal y tangencial durante un impacto (Volkwein et al. 2011).

$$R_n = \frac{v_n^+}{v_n^-} \text{ y } R_t = \frac{v_t^+}{v_t^-} \quad (3)$$

donde V_n^- y V_t^- son la velocidad normal y tangencial antes del rebote mientras que V_n^+ y V_t^+ son las velocidades normal y tangencial después del rebote.

El criterio de rotura determina si un bloque se rompe o no durante un impacto. En el modelo RockGIS se define mediante una energía cinética de impacto límite. Este concepto fue propuesto por Fornaro et al. (1990). Como primera aproximación, cuando más energético es el impacto, mayor es la probabilidad de rotura. Se emplea una ratio para permitir estadísticamente que alguno de los bloques sobreviva a pesar de llegar a la energía límite.

La distribución de la masa entre los diferentes fragmentos generados sigue una ley potencial (Ecuación 4). La idea de emplear leyes potenciales para la distribución de la masa proviene de una serie de ensayos de caída de bloques a escala real realizados en una cantera (Gili et al.

2016) que tenían por objetivo mejorar el conocimiento del proceso de fragmentación y de los modelos de distribuciones fractales propuestos por Ruiz-Carulla et al. (2015b).

$$P_i = c \cdot V^{-b} \quad (4)$$

donde c y b son los parámetros que definen la forma de la ley potencial, V es el volumen de los bloques en metros cúbicos y P_i es la frecuencia relativa acumulada.

Cuando se cumple el criterio de rotura se generan de manera aleatoria fragmentos siguiendo una ley potencial hasta que la suma de los volúmenes de todos los fragmentos es igual al volumen del bloque original. Se ha empleado la metodología descrita en Moya et al. (2013).

Existen diferentes aproximaciones para repartir la energía entre los nuevos fragmentos. La conservación de la energía y del momento deben satisfacerse con las hipótesis tomadas. Después de que la pérdida energética debida a la rotura, la velocidad de los fragmentos tiene que cumplir la Ecuación 5.

$$\frac{1}{2} m_0 v_0^2 = \sum_i \frac{1}{2} m_i v_i^2 \quad (5)$$

donde m_0 y v_0 son la masa y la velocidad del bloque antes de la rotura y m_i y v_i son las masas y las velocidades de cada uno de los fragmentos resultados de la fragmentación.

Las trayectorias de cada uno de los fragmentos después de la rotura del bloque original se suponen contenidas en un cono. El eje generatriz o de revolución de este cono coincide con el vector velocidad de salida calculada mediante el modelo de rebote y a cada fragmento se le asigna una trayectoria aleatoria dentro del mismo. La abertura de este cono se define mediante el ángulo θ (Figura 2b).

3. CASO DE ESTUDIO

Datos

El modelo de fragmentación presentado en esta contribución ha sido testado con un desprendimiento que ocurrió en un macizo de caliza en la Sierra del Cadí, cerca del pueblo de Vilanova de Banat en noviembre de 2011. Estudios anteriores sobre este evento (Ruiz-Carulla, et al., 2015a) estimaron la masa movilizada en 10,000 m³, unas dimensiones del área fuente de 40 metros de ancho y unos 40 metros de altura y un espesor máximo de 14m con forma de cuña. Esta masa se fragmentó significativamente durante su propagación generando una cobertura de bloques frescos (Young Debris Cover, de ahora en adelante YDC) que cubrió un área de aproximadamente 30,000m². Se observó que algunos bloques grandes aislados (Large Scattered Blocks, de ahora en adelante LSB) tuvieron un alcance mayor que la YDC. En Ruiz-Carulla et al. (2015b) la RBSD de este evento se obtuvo midiendo los bloques contenidos en parcelas representativas de zonas con características similares a la YDC. Se midieron sistemáticamente los LSB mayores de aproximadamente 0.5 m³. En el trabajo citado, la IBSD se obtuvo mediante una Red Discreta de Fracturas generada a partir de un

modelo digital de superficie previo a la rotura, obtenido mediante fotogrametría digital. En este trabajo hemos empleado la citada IBSD como datos de entrada para realizar las simulaciones. Los parámetros del modelo RockGIS se han ajustado de manera que la RBSD resultante de las simulaciones se ajustara a la medida en campo, así como su centro de gravedad y otros criterios de comparación comentados en secciones posteriores.

Calibración

Para calibrar el modelo se debe ajustar tanto el alcance de los bloques y los fragmentos generados durante la propagación como la distribución espacial de volúmenes. Como se trata de un proceso acoplado, el ajuste se ha realizado variando los parámetros que afectan a la propagación de los bloques, como los coeficientes de restitución, y los parámetros que definen la rotura de los bloques (límite energético, coeficientes b y c y la abertura del cono θ). Los coeficientes de restitución se varían en cada impacto de manera aleatoria un 15% respecto la media para darle un comportamiento estocástico al problema y considerar así las variaciones locales de la rugosidad y otras incertidumbres asociadas al terreno. El valor de 15% fue elegido de manera que las trayectorias tuvieran cierta variabilidad entre simulaciones manteniendo los demás parámetros constantes, pero sin modificar el comportamiento global de los resultados.

Se testaron diversas combinaciones de parámetros fijando intervalos de variación de cada uno de ellos y se seleccionó la combinación que mejor se ajustaba a los siete criterios de ajuste siguientes:

- Posición del centro de gravedad de la distribución de bloques
- Histograma de alcance de los bloques
- Límites de la YDC sobre la superficie de la ladera
- Dispersión lateral de las trayectorias
- Número total de bloques generados
- Distribución de volúmenes de los fragmentos generados
- Numero de bloques y volúmenes que cruzan una línea de referencia (una pista forestal presente en la zona de estudio).

La combinación de parámetros finalmente seleccionada mediante este proceso es un compromiso entre todos los criterios mencionados. Los valores de los parámetros más relevantes se muestran en la Tabla 1.

	R_n [-]	R_t [-]	E_{limite} [kJ]	P_{br} [-]	c [-]	b [-]	θ [°]
Bosque	0,2	0,4	8000	0,7	0,02	1,0	10°
Canchal	0,37	0,5					
Roca	0,52	0,7					

Tabla 1. Valores de los parámetros empleados para las simulaciones en RockGIS.

Resultados

Para analizar el evento se han realizado cinco simulaciones considerando la fragmentación. Los parámetros de la Tabla 1 se emplearon permitiendo pequeñas variaciones estocásticas de los mismos y de las condiciones iniciales (posición y velocidad inicial). También se realizaron cinco simulaciones más considerando únicamente la disgregación inicial de la ISBD manteniendo todos los parámetros que afectan a la propagación constantes y desactivando el módulo de rotura para evaluar la influencia de la consideración de la rotura. La Figura 3 muestra la posición donde pararon los bloques en dos simulaciones calculadas en RockGIS: sin considerar la rotura (3a), considerando la fragmentación (3b) y los datos de campo (3c). El tamaño de los círculos es proporcional al volumen de los bloques.

En las simulaciones en las que no se considera la rotura de los bloques la distribución de volúmenes no cambia y por lo tanto el centro de gravedad de la distribución en términos de masa (c.g) tiene un mayor alcance que en las simulaciones considerando la rotura ya que el volumen de los bloques no se reduce durante la propagación. Las simulaciones sin fragmentación mostraron un incremento medio de alcance de 79 m respecto al c.g. medido.

Para comparar cuantitativamente los resultados obtenidos en RockGIS, la posición del c.g. del depósito generado en las cinco simulaciones considerando fragmentación se ha comparado con el c.g. obtenido en el inventario realizado por Ruiz-Carulla (2015a). Las distancias entre el c.g. medido en campo y las simulaciones fueron 1.57, 1.18, 2.82, 2.36 y 5.67 metros para las simulaciones 1 a 5 respectivamente.

En la Figura 3b se observa que el alcance de los bloques simulados es parecido al que se observó en campo. La dispersión lateral de las trayectorias de los bloques también es similar. Para una mejor visualización de la acumulación de los bloques simulados se ha elaborado un mapa de polígonos que contienen un cierto porcentaje de bloques con respecto al total de fragmentos generados. La Figura 3c muestra estos polígonos superpuestos con los datos de campo. Se observa que el perímetro de la YDC es muy similar al contorno del polígono que contiene el 80% de los bloques simulados. Además, la mayoría de los LSB se queda dentro del polígono que contiene el 99% de los bloques. Este estudio de densidad de paradas difumina el efecto de los bloques con mayor alcance ya que no son numéricamente representativos respecto al total (menos del 1%).

Para comparar los alcances obtenidos en RockGIS en la Figura 4a se muestra los histogramas en número total de bloques de las cinco simulaciones considerando fragmentación comparadas con la medida en campo. Nótese que el alcance de los datos de campo ha sido subestimado ya que se ha tenido que considerar un alcance igual al centro geométrico de los polígonos en que se clasificó el depósito durante el inventario. Esto puede explicar porque en esta figura se observa más alcance en el histograma de las simulaciones. También es importante considerar que las simulaciones generaron una media de 84584 bloques mientras que en el inventario se estimaron 60066 bloques. Estas diferencias pueden deberse a que el programa genera bloques pequeños que en el inventario no pudieron medirse.

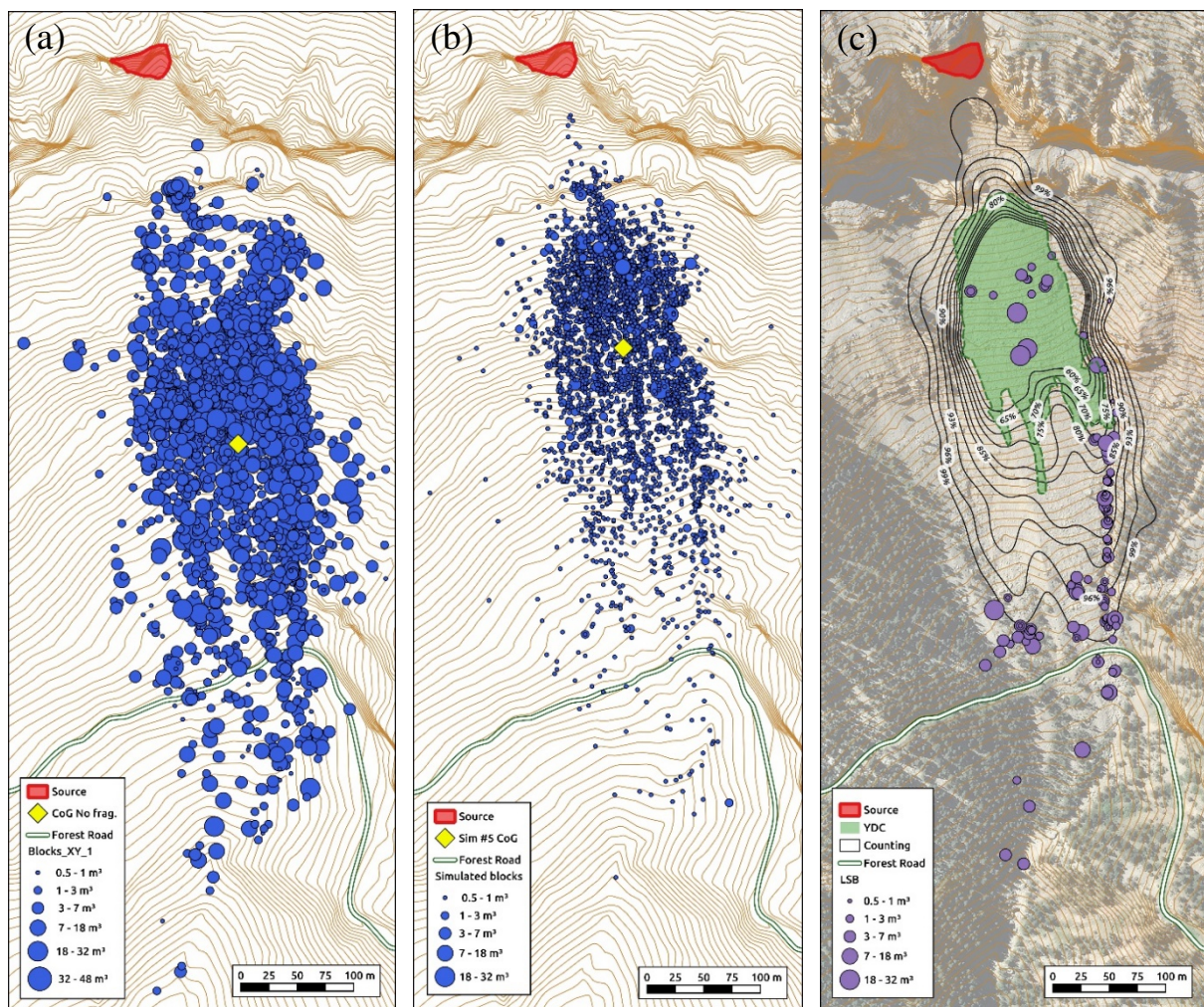


Figura 3. Posición final de los bloques obtenida con RockGIS sin fragmentación (a) y con fragmentación (b). Los bloques más pequeños de 0.5 m^3 se han ocultado para una mejor visualización. (c) Mapa de densidad de bloques acumulados en la simulación #5 considerando fragmentación superpuesta con la YDC y la LSB medidas en campo por Ruiz-Carulla et al. (2015a). En los contornos se muestra en porcentaje de bloques que paran dentro de los polígonos.

Para tener otra medida cuantitativa de la precisión del modelo se consideró una línea de control superpuesta a una pista forestal presente en la zona de estudio para comparar los bloques que la cruzaron durante el evento con los bloques que la cruzaron en las simulaciones. El número total de bloques mayores de 0.5 m^3 y el volumen total acumulado que cruzaron la pista forestal en las simulaciones son parecidos a los medidos en campo. Durante la realización del inventario los bloques pequeños fuera de la YDC no fueron medidos y solo los bloques mayores de 0.5 m^3 se midieron en general. Esto puede explicar las diferencias en el número total de bloques entre el inventario y las simulaciones (en las que los bloques más pequeños si se tienen en cuenta).

La Figura 4b muestra las cinco RBSD obtenidas con RockGIS considerando fragmentación versus la RBSD y la IBSD medidas en campo. Las RBSD obtenidas son muy parecidas entre ellas. Además, coinciden en el dominio que correspondiente a la ley potencial empleada para la distribución de la masa entre los diferentes fragmentos durante la rotura (con parámetros $c=0.02$ y $b=1$) pero difieren en la cola de la curva que representa los volúmenes mayores. Esto puede explicarse debido a la aleatoriedad del proceso de generación de fragmentos y de la energía límite para generar rotura. En una simulación un bloque puede romper mientras que en las mismas condiciones de impacto en otra simulación puede sobrevivir.

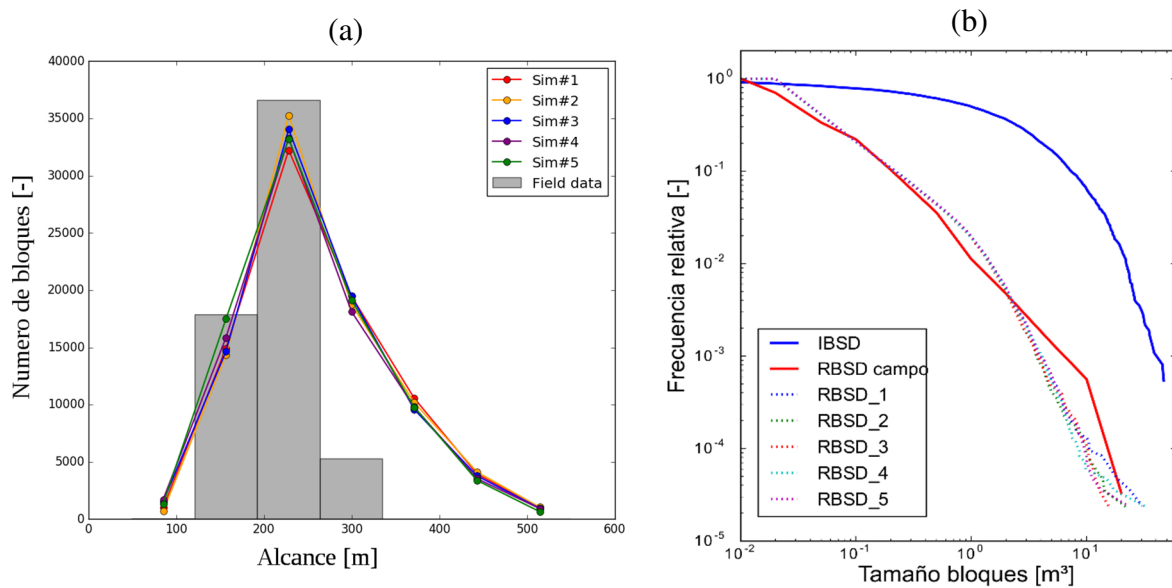


Figura 4. (a) Comparación entre histogramas de alcance de los bloques en las cinco simulaciones considerando fragmentación con los datos de campo. **(b)** RBSD obtenida en las cinco simulaciones con RockGIS versus la RBSD estimada en campo. La IBSD se midió en campo y se usó la misma para todas las simulaciones. Los dos ejes se encuentran en escala logarítmica.

4. CONCLUSIONES

En esta contribución hemos presentado una aproximación estocástica para considerar la fragmentación en el estudio de desprendimientos rocosos y la hemos implementado en el código RockGIS. Este código simula la propagación de los bloques por la ladera considerando una aproximación *lumped mass* en un espacio tridimensional definido por un Modelo Digital de Elevaciones y realiza el cálculo del rebote en cada impacto mediante el uso de coeficientes de restitución dependiendo de la cobertura del suelo.

Para analizar el proceso de fragmentación, se considera la disgregación de la masa mediante el sistema de juntas preexistentes antes de iniciar la propagación con la simulación individual de cada uno de los bloques presentes en el macizo (IBSD). Durante la propagación, en cada

impacto del bloque contra el terreno se aplica un modelo de rotura con las siguientes características: (i) se emplea una energía límite como criterio de rotura para decidir si rompe o no; (ii) cuando ocurre la rotura se pierde parte de la energía durante el proceso; (iii) la generación de los fragmentos y la distribución de la masa después de la rotura se realizan siguiendo leyes potenciales; (iv) la energía remanente se reparte entre los fragmentos proporcionalmente a su masa; (v) las trayectorias de salida después de la rotura se suponen inscritas dentro de un cono. Hemos calibrado el modelo con el inventario de campo de un evento ocurrido en Vilanova de Banat en 2011 (Ruiz-Carulla, et al., 2015a). Este inventario incluye la posición de los bloques grandes aislados (LSB) y una estimación de los bloques en la zona de cobertura de bloques frescos (YDC) mediante la extrapolación de muestras. En el proceso de calibración se consideraron tanto el alcance de los bloques como la distribución de volúmenes de los fragmentos obtenida (RBSD). Para comprobar la aleatoriedad del proceso se realizaron cinco simulaciones con los parámetros constantes y se pudo comprobar que todas dieron resultados similares.

El modelo propuesto es capaz de representar el proceso de fragmentación, así como el alcance de los bloques durante su propagación. El modelo tiende a subestimar ligeramente el alcance de los bloques más grandes ya que en las simulaciones se obtuvieron alcances menores. El número total de bloques que cruzó la pista forestal usada para la calibración fue muy parecido a los datos de campo (entre -10% y +21%). En trabajos futuros el modelo debe ser testeado en diferentes litologías y condiciones topográficas. También se probarán nuevas metodologías para la distribución de la masa entre los fragmentos como la presentada en Ruiz-Carulla et al. (2017).

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer al Ministerio de Economía y Competitividad el soporte económico del proyecto de investigación RockRisk (BIA2013-42582-P), la beca FPI del primer autor (BES-2014-069795) y la beca FPU del quinto autor (FPU13/04252).

REFERENCIAS

- Agliardi F, Crosta GB (2003) High resolution three-dimensional numerical modelling of rock falls. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 40/4: 455–471.
- Bourrier F, Hungr O (2011) Rockfall dynamics: a critical review of collision and rebound models. In: Lambert S, Nicot F (eds) *Rockfall engineering* ISTE Ltd and John Wiley and Sons Inc: 175–203. doi:10.1002/9781118601532.ch6.
- Corominas J (2013) Avoidance and Protection Measures. In: Shroder JF (ed) *Treatise on Geomorphology*, 7: 259-272. San Diego: Academic Press.
- Corominas J, Mavrouli O, Santana D, Moya J (2012) Simplified approach for obtaining the block volume distribution of fragmental rockfalls. In: Eberhardt E, Froese C, Turner AK, Leroueil S (eds) *Landslides and engineered slopes*, 2: 1159-116.

- Cuervo S (2015) Modélisation des éboulements rocheux par la méthode des éléments discrets: application aux évènements réels. Dissertation, Université de Grenoble. Retrieved from www.theses.fr/2015GREAI066.pdf
- Evans S, Hungr O (1993) The assessment of rockfall hazard at the base of talus slopes. *Canadian Geotechnical Journal* 30: pp 620-636.
- Fornaro M, Peila D, Nebbia M (1990) Block falls on rock slopes - application of a numerical simulation program to some real cases. *Proceedings of the 6th International Congress IAEG*. Rotterdam: Balkema: 2173-80.
- Giacomini A, Buzzi O, Renard B, Giani G (2009) Experimental studies on fragmentation of rock falls on impact with rock surfaces. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 46: 708-715.
- Gili JA, Ruiz R, Matas G, Corominas J, Lantada N, Núñez MA, Mavrouli O, Buill F, Moya J, Prades A, Moreno S (2016) Experimental study on rockfall fragmentation: in situ test design and firsts results. In: Aversa S, Cascini L, Picarelli L, Scavia C (eds) *Landslides and engineered slopes*, 2: 983-990.
- Hungr O, Leroueil S, Picarelli L (2014) The Varnes classification of landslide types—an update. *Landslides*, 11: 167-194. doi:10.1007/s10346-013-0436-y.
- Lan H, Derek Martin C, Lim CH (2007) RockFall analyst: a GIS extension for three-dimensional and spatially distributed rockfall hazard modeling. *Computer Geoscience* 33(2): 262-279
- Li L, Lan H (2015) Probabilistic modeling of rockfall trajectories: a review. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 1: 1-14.
- Matas G, Lantada N, Corominas J, Gili JA, Ruiz-Carulla R, Prades A (2017) RockGIS: A GIS-based model for the analysis of fragmentation in rockfalls. *Landslides* (in press) doi:10.1007/s10346-017-0818-7
- Moya J, Corominas J, Mavrouli O (2013). A geomorphologic and probabilistic approach to the number and size of blocks of fragmental rockfalls, 8th IAG International Conference on Geomorphology, Paris. Abstracts volume: 660.
- Ruiz-Carulla R, Corominas J, Mavrouli O (2017) A fractal fragmentation model for rockfalls, *Landslides* (in press) doi: 10.1007/s10346-016-0773-8
- Ruiz-Carulla R, Corominas J, Mavrouli O (2015a) A methodology to obtain the block size distribution of fragmental rockfall deposits, *Landslides*, 12 (4): 815-825.
- Ruiz-Carulla R, Corominas J, Mavrouli O (2015b) An empirical approach to rockfall fragmentation. *EUROCK 2015 & 64th Geomechanics Colloquium*, Schubert (ed): 151-156.
- Volkwein A, Schellenberg K, Labiouse V, Agliardi F, Berger F, Bourrier F, Dorren LKA, Gerber W, Jaboyedoff M (2011) Rockfall characterisation and structural protection - a review. *Natural Hazards and Earth System Science*, 11: 2617-2651.
- Wang Y, Tonon F (2011) Discrete Element Modeling of Rock Fragmentation upon Impact in Rock Fall Analysis. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 44: 23-35.

MODELO DE FRAGMENTACIÓN FRACTAL PARA DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS

Roger RUIZ-CARULLA*, Jordi COROMINAS* y Olga MAVROULI*

* Departamento de Ingeniería Civil e Ambiental
Escuela Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Universidad Politécnica de Catalunya

RESUMEN

La fragmentación que se produce durante la propagación de los bloques en un desprendimiento, es analizada comparando la distribución de bloques inicial (In situ Block Size Distribution, IBSD) que constituían la masa rocosa desprendida, con la distribución de bloques final medida en el depósito (Rockfall Block Size Distribution, RBSD). El análisis de los volúmenes de fragmentos de varios desprendimientos sugiere la caracterización mediante leyes potenciales. Se propone la aplicación de un modelo de fragmentación fractal controlado por 3 parámetros para transformar la IBSD en la RBSD. Se utiliza un patrón de juntas discreto (Discrete Fracture Network) para la generación de la IBSD. Cada uno de los bloques de la IBSD es un iniciador. Un índice de supervivencia (S_r , Survival rate) controla que porcentaje de bloques no rompen al impactar contra el terreno. El modelo se ha calibrado con los datos obtenidos del desprendimiento de Vilanova de Banat en la Sierra del Cadí, en los pirineos.

1. INTRODUCCIÓN

La fragmentación de la masa rocosa durante la propagación de un desprendimiento es un fenómeno complejo y pobremente estudiado. Los desprendimientos fragmentarios son característicos por la separación de la masa en distintos bloques debido a los impactos con el terreno, siguiendo cada uno de ellos trayectorias independientes (Evans and Hungr, 1993). La fragmentación de la masa rocosa durante la propagación influye en la redistribución de la masa, incrementando la probabilidad de impacto debido al incremento de fragmentos, así como redistribuyendo las energías de impacto. Este fenómeno debería considerarse en evaluaciones

cuantitativas del riesgo.

El volumen total de masa rocosa desprendida de un evento está compuesto por roca intacta y discontinuidades que pueden definir una distribución de bloques in situ (In situ Block Size Distribution, IBSD). Debido a los impactos durante la propagación, la masa rocosa puede disgregarse siguiendo las discontinuidades preexistentes, así como rompiendo roca matriz generando nuevas caras. Todo ello modifica la distribución original de bloques, resultando en una nueva distribución que puede medirse en el depósito del desprendimiento (Rockfall Block Size Distribution, RBSD).

El enfoque de este trabajo es el estudio de la fragmentación en desprendimientos rocosos comparando la IBSD con la RBSD, así como proponer un método para obtener la RBSD a partir de la IBSD mediante un modelo de fragmentación fractal. Se ha adaptado el modelo probabilístico de fragmentación fractal de Perfect (1997) al caso de los desprendimientos rocosos. Se ha aplicado el modelo propuesto a un desprendimiento inventariado de 10.000 m³ en la Sierra del Cadí en el pirineo catalán (Fig. 1). Se han estimado las distribuciones de bloques IBSD y RBSD y se han utilizado para calibrar los parámetros del modelo de fragmentación. Los detalles del trabajo se pueden consultar en (Ruiz-Carulla et al 2016).

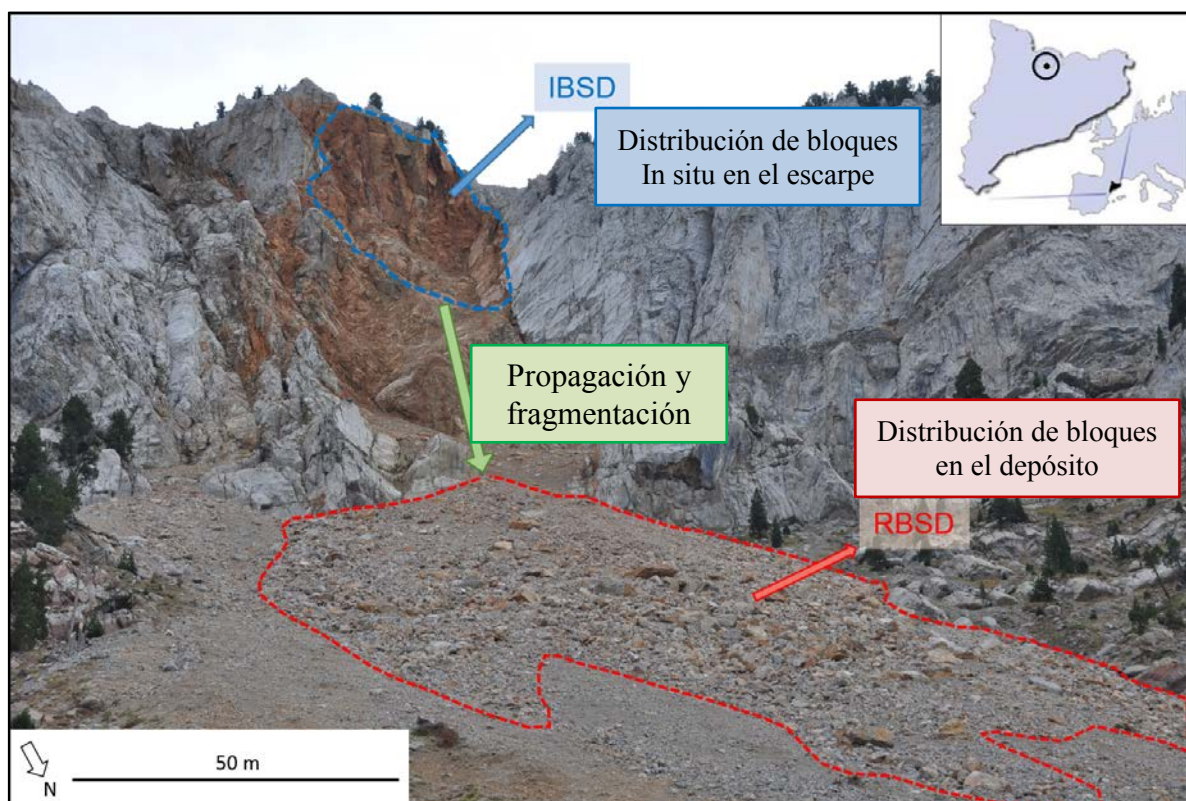


Fig.1: Desprendimiento rocosos de noviembre de 2011 en la Sierra del Cadí en el pirineo este. Área de salida (en azul) donde se ha estimado la IBSD. Depósito (en rojo) donde se ha obtenido la RBSD

2. FRAGMENTACIÓN DE ROCAS

La fragmentación de rocas es una temática investigada desde distintas disciplinas, como la geología estructural interesada en el patrón de fracturas de las rocas como resultado de la actividad tectónica (Sammis and King, 2007); en mecánica de fracturas para el análisis de agrietamiento bajo cargas estáticas y dinámicas (Atkinson, 1987); en el campo de los equipos de perforación, maquinaria de excavación, tuneladoras (Bakar et al. 2014); y en el campo de la industria minera con importante interés en las distribuciones de fragmentos generados (Aler et al. 1996; Sanchidrián et al. 2014). En el campo de los movimientos de laderas existen trabajos centrados en la fragmentación en desprendimientos rocosos (Dussauge 2003, Giacomini et al. 2009, Wang and Tonon 2010, Agliardi et al. 2009, Crosta et al. 2015) o en aludes de rocas (Locat et al. 2006; Crosta et al. 2007; Davies et al. 1999; Hewitt, 1998, 1999; Weidinger et al. 2014).

Existen distintas aproximaciones y descriptores de la fragmentación. Los autores han utilizado las distribuciones de volúmenes de fragmentos midiendo los bloques en los depósitos de distintos desprendimientos fragmentarios. En la Fig.2 se muestran las distribuciones de bloques (RBSD) que los autores han obtenido en los depósitos de seis desprendimientos rocosos. Las distribuciones obtenidas pueden ajustarse con leyes potenciales de exponentes entre 0.5 y 1.3.

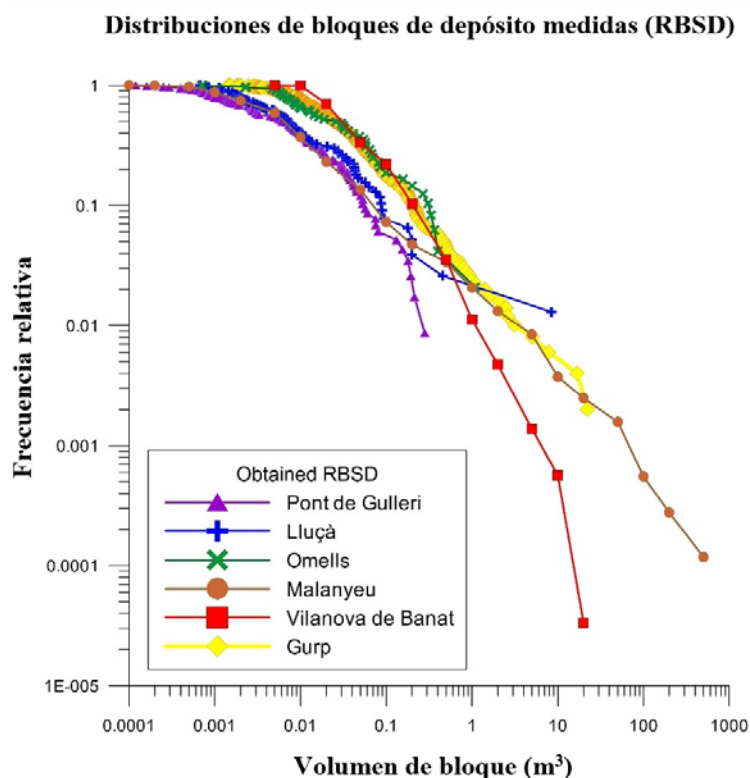


Fig. 2: Distribución de volumen de bloques en depósitos de 6 desprendimientos fragmentarios inventariados.

3. MODELO DE FRAGMENTACIÓN FRACTAL PARA DESPRENDIMIENTOS

El estudio presente plantea un modelo conceptual de fragmentación en desprendimientos rocosos (Ruiz-Carulla et al 2016) que se esquematiza en la siguiente Fig.3. La masa inicial que se desprende de un escarpe rocoso puede ser un bloque individual o una masa rocosa constituida por varios bloques. En el caso de un bloque individual, si la energía de impacto es baja, el bloque se mantendrá sin romper ladera abajo hasta su parada (Fig. 3 a), mientras que, si la energía de impacto es suficiente para romper el bloque, se generará una nueva distribución de bloques (Fig.3 b). Las masas rocosas pueden contener bloques de distintas formas y volúmenes predefinidos por el patrón de discontinuidades preexistente en el macizo. Tales volúmenes pueden describirse mediante la IBSD. Al desprenderse la masa rocosa del escarpe, puede observarse la disgregación de los bloques de la IBSD (Fig.3 c), conservando la distribución. Si la energía de impacto es suficiente para romper algunos de los bloques, se generan nuevos fragmentos y una nueva distribución RBSD (Fig.3 d).

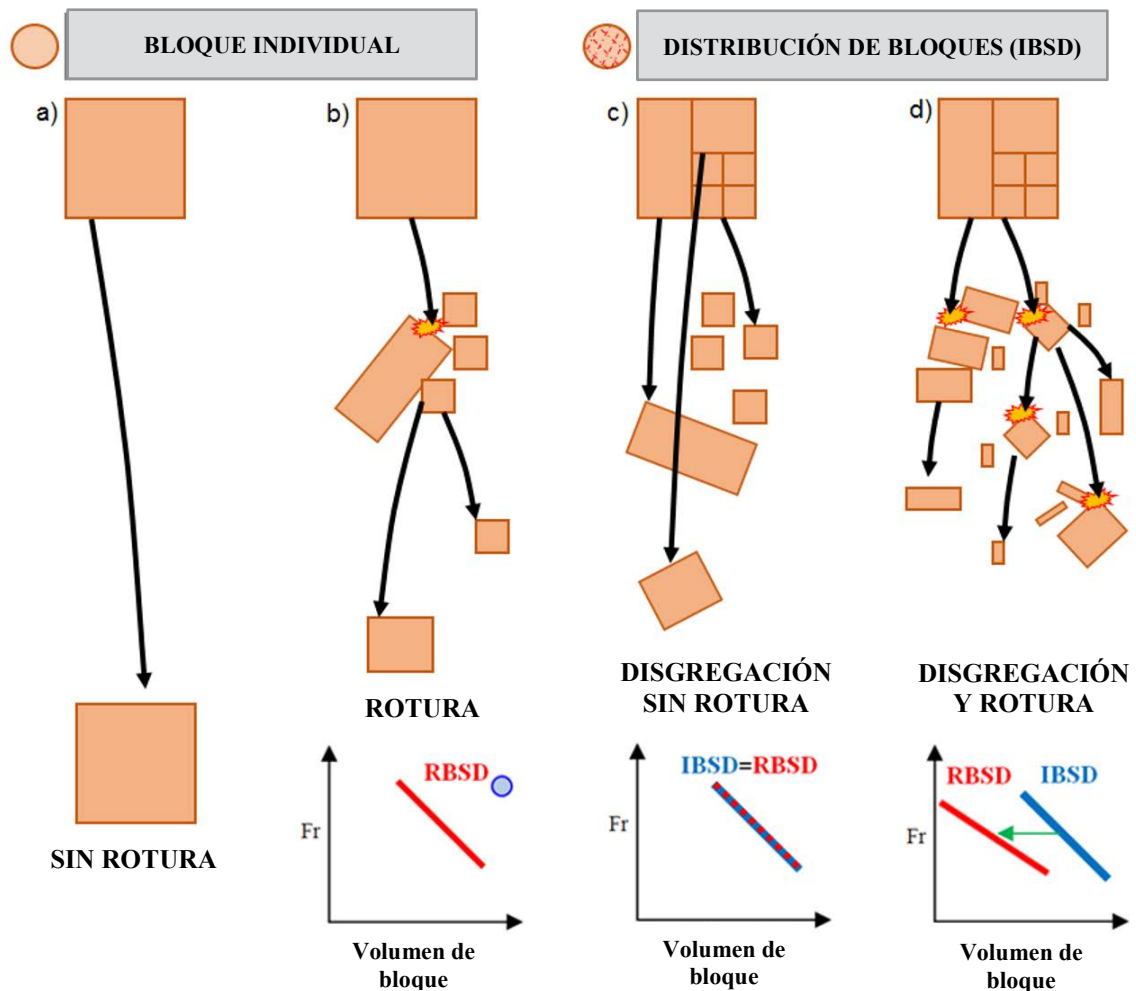


Fig. 3: Esquema conceptual de la fragmentación en desprendimientos rocosos

Se propone un modelo de fragmentación fractal para desprendimientos rocosos (Rockfall Fractal Fragmentation Model , RFFM), que permite reproducir los 4 escenarios planteados en el modelo conceptual de la Fig. 3. En este modelo, la fragmentación de la masa rocosa se inicia con la disgregación de la roca utilizando las discontinuidades preexistentes y a continuación se rompen los bloques generando nuevos fragmentos con caras frescas.

La distribución de bloques generados por rotura se ha modelado mediante un modelo fractal genérico basado en los trabajos de Turcotte (1986) y Perfect (1997). El modelo utiliza un iniciador que es un bloque individual o cada uno de los bloques que conforman la IBSD. Cada bloque que rompe genera una nueva distribución de fragmentos siguiendo una ley potencial y asumiendo que el fenómeno es invariante a distintas escalas (*scale-invariant*), aunque el modelo puede ajustarse para trabajar con dependencia de escala (*scale-variant*).

El modelo RFFM considera el iniciador como un bloque cubico de longitud unitaria que rompe en fragmentos menores siguiendo una ley potencial. Los fractales son sistemas geométricos jerárquicos, altamente irregulares y que se generan mediante algoritmos iterativos con reglas relativamente sencillas (Mandelbrot 1982). La distribución de tamaños de elementos en un sistema fractal viene definido por la Eq.1:

$$N(1/b^i) = k \left[1/b^i \right]^{-D}; i = 0, 1, 2, \dots \infty \quad (1)$$

Donde $N(1/b^i)$ es el número total de fragmentos al nivel jerárquico i ; k es el número de iniciadores de longitud unitaria; b es el factor de escala que debe ser mayor de 1 y define la relación geométrica que existe entre el bloque original iniciador y los nuevos fragmentos generados; y D es la dimensión fractal del fenómeno. N se redondea al valor natural por debajo.

El actual número de fragmentos generados depende de la probabilidad de rotura o grado de rotura al nivel i , $P(1/b^i)$, que se define en la siguiente Eq.2:

$$P(1/b^i) = n_i \frac{\left[N(1/b^j) / N(1/b^{i+1}) \right]}{\left[N(1/b^j) / N(1/b^i) \right]}; j = i + 1 \quad (2)$$

Y entonces:

$$P(1/b^i) = n_i / b^3 \quad (3)$$

Donde n_i es el número de fragmentos generados en el nivel i . $P(1/b^i)$ es la proporción de volumen del bloque que rompe. La $P(1/b^i)$ puede relacionarse físicamente con las subunidades definidas por discontinuidades, anisotropías y planos de debilidad de la roca (Perfect, 1997). Si la probabilidad de rotura es invariante a la escala, entonces $P(1/b^i) =$

$P(1/b^{i+1})$, y se puede expresar como se muestra en la Eq.4:

$$P(1/b^i) = b^{D_f-3} \quad (4)$$

O bien, se puede aislar la dimensión fractal como en la Eq.5:

$$D_f = 3 + \frac{\log[P(1/b_i)]}{\log[b]} \quad (5)$$

Donde D_f es la dimensión fractal de fragmentación. El rango de la probabilidad de rotura o grado de fragmentación se encuentra entre $b^{-3} < P(1/b^i) < 1$. Cuando $P(1/b^i)=1$, entonces $D_f=3$ y el bloque entero se rompe en fragmentos del tamaño condicionado por b . Para valores de $P(1/b^i) \leq b^{-3}$ el bloque se mantiene sin romper. En la siguiente Fig.4 se muestra un esquema conceptual con un valor de $b=2$ y distintos valores de $P(1/b^i)$, que generan de uno a cuatro fragmentos en la primera iteración o nivel jerárquico $i=1$. En una segunda iteración ($i=2$), se realiza el mismo procedimiento para cada uno de los fragmentos generados en la iteración anterior.

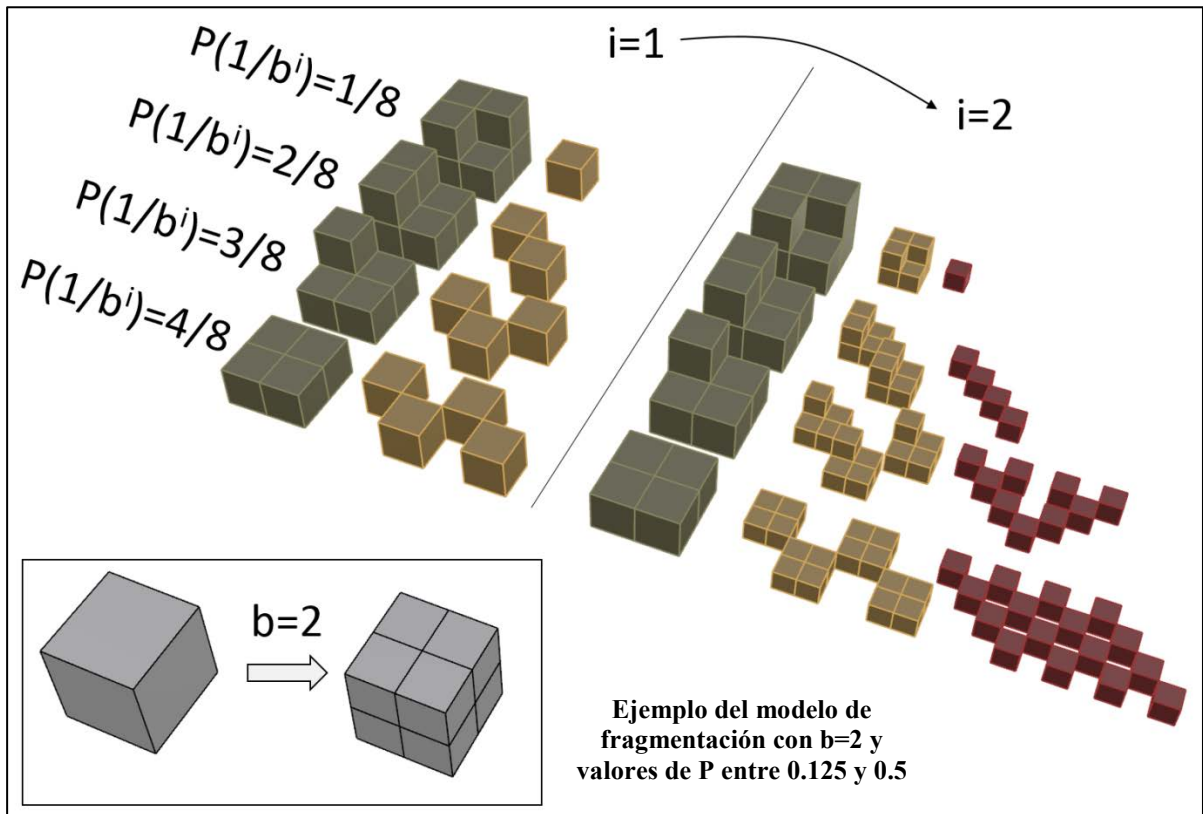


Fig. 4: Esquema conceptual del modelo de fragmentación con un valor de $b=2$ y distintos valores de $P(1/b^i)=1/8;2/8;3/8;4/8$ mostrando el funcionamiento para dos iteraciones sucesivas $i=1$ y $i=2$.

El procedimiento de generación de bloques fractal se utiliza para redistribuir la masa de los bloques que rompen. A campo, se han observado depósitos de desprendimientos donde la mayoría de los bloques estaban delimitados por juntas preexistentes en el macizo, con muy poca superficie de caras frescas o ninguna. Se interpreta que dichos bloques se han disgregado de la masa rocosa desprendida, pero que han sufrido poca rotura nueva. Por este motivo, se introduce el Índice de Supervivencia (*Survival rate* o S_r), que controla cuantos de los bloques de la IBSD sobreviven a la propagación sin romper. Con $S_r=1$, la RBSD del depósito será igual a la IBSD.

En la Fig.5 se muestra el esquema final del modelo de fragmentación propuesto, donde a partir de la IBSD, se genera una RBSD a partir de: a) los bloques que sobreviven en función de S_r , y b) sobre los bloques que rompen, se redistribuye la masa generando fragmentos mediante el modelo fractal, que depende del factor geométrico b (en este ejemplo $b=2$) y de la probabilidad de rotura o grado de fragmentación $P(1/b^i)$, en este caso $P(1/b^i)=0.5$.

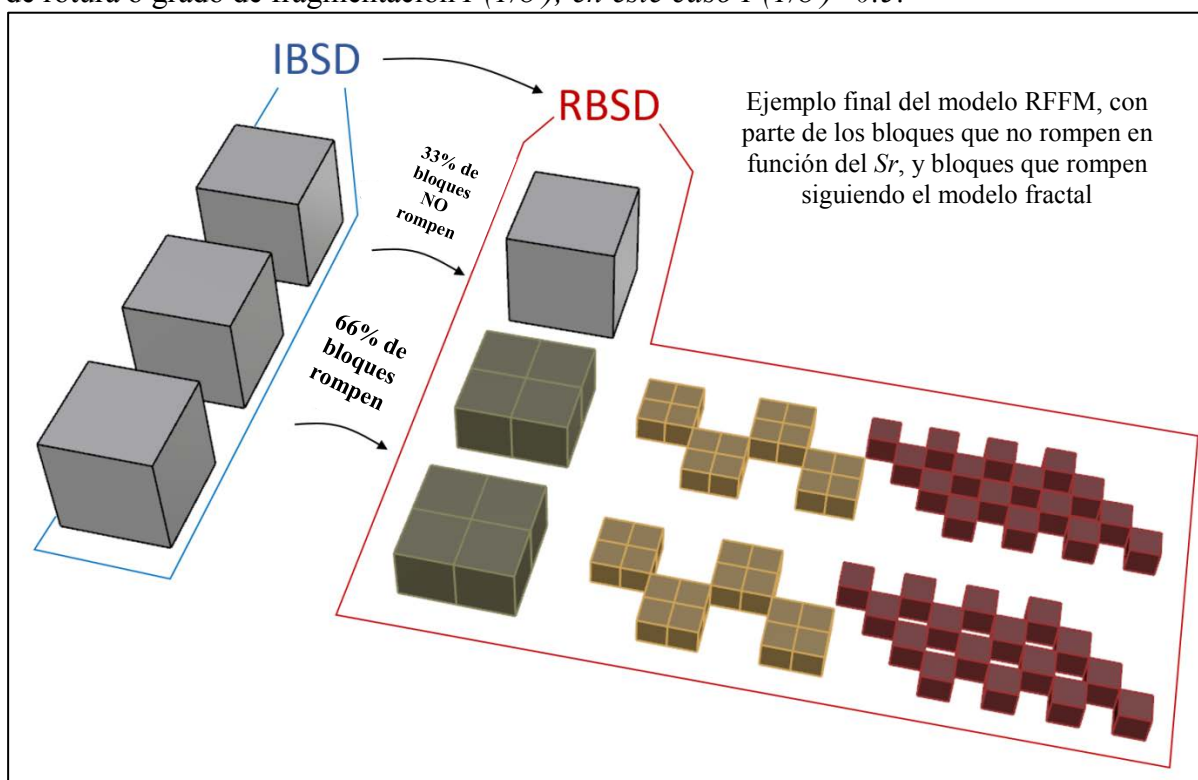


Fig. 5: Esquema del modelo de fragmentación aplicado sobre una IBSD de 3 bloques, con $S_r=0.33$, $P(1/b^i)=0.5$, $b=2$ y utilizando 2 iteraciones.

Cuanto más incrementa el factor geométrico b , mayor número de fragmentos se genera, y más ordenes de magnitud se reduce el tamaño medio de bloque o d_{50} como se muestra en la Fig.6 B en porcentaje de volumen de bloques *versus* volumen de bloque. Se transforma una IBSD utilizando distintos valores de b para ajustarse a una RBSD medida. Los resultados representados en la Fig.6 sobre la influencia del factor geométrico b se han realizado con dos iteraciones y con un $P(1/b^i)=1$, que implica una $D_f=3$, y utilizando $S_r=0$. Con $P(1/b^i)=1$ el

efecto fractal es menos evidente, ya que todos los bloques rompen por completo, y las distribuciones obtenidos no muestran leyes potenciales en la representación por numero acumulado de bloques (Fig.6 A). El análisis de sensibilidad de b se repite con $P(1/b^i)=0.5$ como se muestra en la Fig.7, donde se puede observar el comportamiento fractal, con distribuciones que se pueden ajustar bien a leyes potenciales en una representación log-log (Fig.7 A).

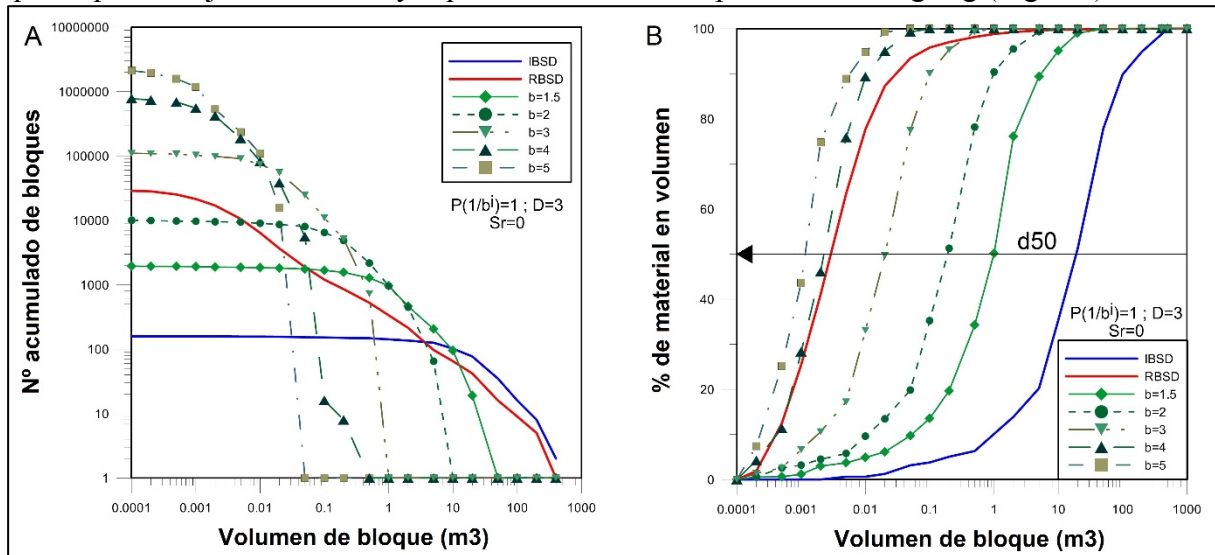


Fig.6: Efecto del factor geométrico b considerando $P(1/b^i)=1$, que implica $D_f=3$, y con $Sr=0$. Al incrementar el factor geométrico b , se generan mayor número de bloques (A) y se reduce el tamaño medio o d_{50} (B).

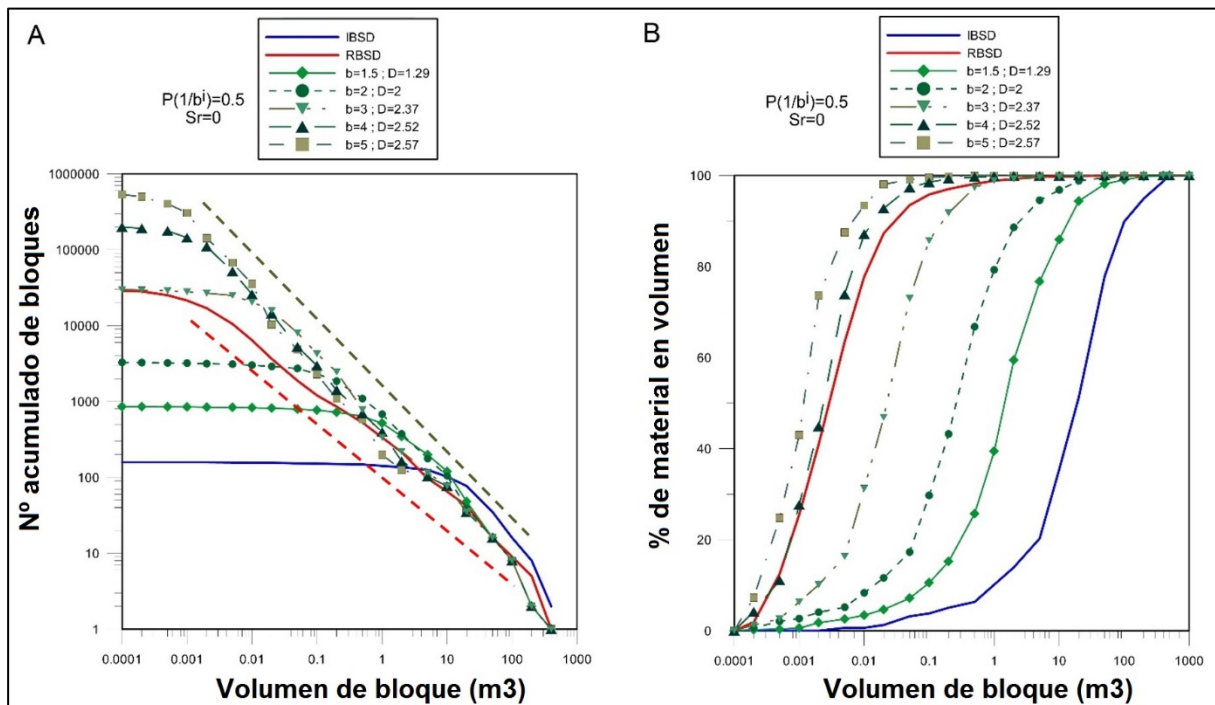


Fig.7: Efecto del factor geométrico b considerando $P(1/b^i)=0.5$ y $Sr=0$. (A) con envolventes de leyes potenciales

4. APLICACIÓN DEL MODELO DE FRAGMENTACIÓN EN EL DESPRENDIMIENTO DE SIERRA DEL CADÍ

El modelo propuesto se ha aplicado al desprendimiento ocurrido en noviembre de 2011 en la Sierra del Cadí, en el pirineo catalán, cerca de la población de Vilanova de Banat. La zona de salida es una zona de falla que debilita un macizo compuesto por calcáreas eocénicas. El volumen total de masa rocosa desprendida del escarpe se ha estimado en 10.000 m^3 , y la zona de cobertura de nuevos bloques (o Young Debris Cover, YDC) cubre una zona de 30.000 m^2 (Fig.1).

Se ha obtenido la IBSD a partir de la reconstrucción 3D de la zona de salida mediante técnicas fotogramétricas digitales. Se ha comparado el modelo 3D obtenido con la cartografía topográfica a escala 1:5000 existente previa a la rotura para delimitar la masa rocosa desprendida (Fig. 8 A). Se ha cortado la masa desprendida con un patrón de discontinuidades discreto (o Discrete Fracture Network, DFN) obtenido del análisis 3D del modelo de la cicatriz (Fig. 8 B).

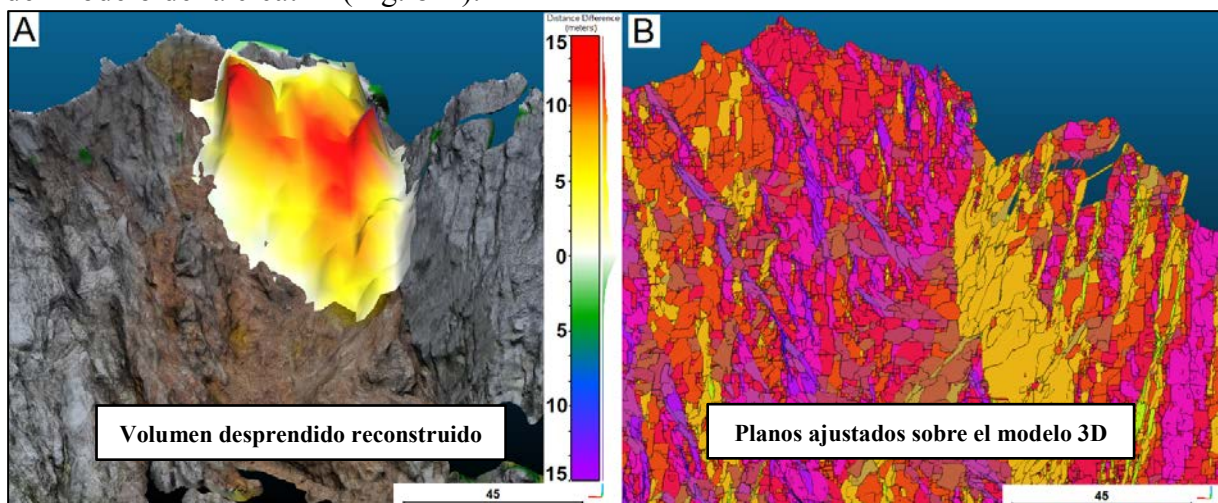


Fig.8: A) Reconstrucción de la masa desprendida sobre el modelo 3D de la cicatriz. B) Planos ajustados sobre el modelo 3D de la cicatriz, caracterizando familias de juntas por colores.

Se han considerado las discontinuidades observadas en la cicatriz con persistencia infinita, extrapolándolas para cortar el volumen desprendido. Se han considerado cuatro escenarios de IBSD distintos, utilizando 4 o 5 familias de discontinuidades, cortando un volumen irregular más realista o un prisma rectangular colocado en la zona de cicatriz de 10.000 o de 5.000 m^3 . En la Fig. 9 A) se muestra el prisma rectangular de 10.000 m^3 cortado con 5 familias, en B) el volumen irregular cortado por 5 familias, y en C) las distribuciones de bloques (IBSD) obtenidas que pueden ajustarse bien con leyes exponenciales.

En la zona de depósito, se ha obtenido la distribución de bloques producidos por el desprendimiento (RBSD) mediante la metodología propuesta en (Ruiz-Carulla et al 2015).

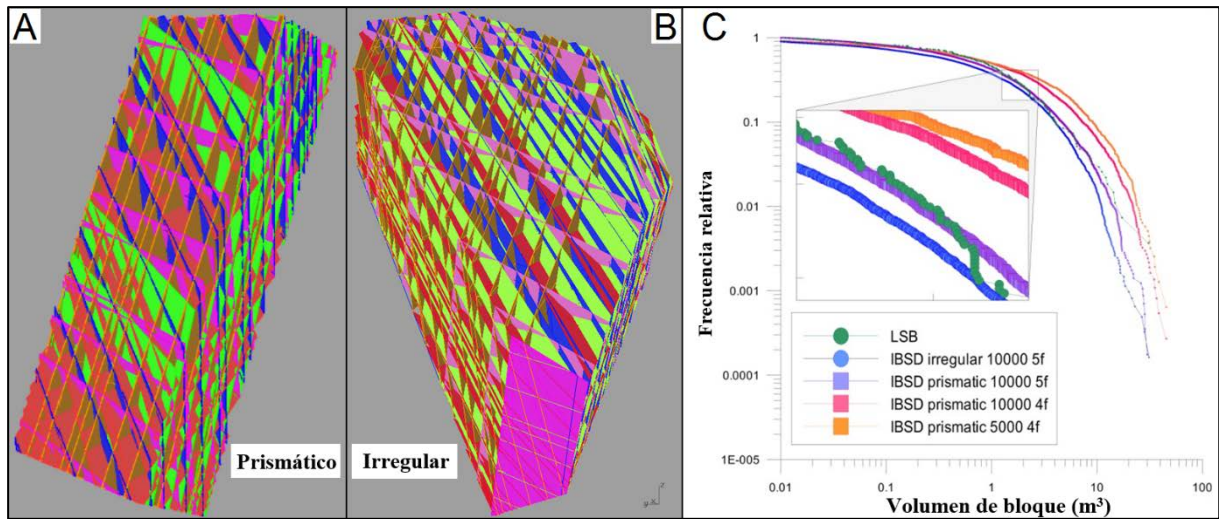


Figure 9: IBSD generada a partir de un volumen prismático (A) o cortando el volumen irregular reconstruido (B), y las correspondientes IBSD obtenidas (C) considerando 4 o 5 familias de juntas con persistencia infinita.

La distribución de bloques en el depósito (RBSD) puede ajustarse bien con una ley potencial. En la Fig.10 se muestra una de las IBSD obtenidas (en azul), la RBSD medida en campo (en rojo), y los resultados del modelo RFFM propuesto (RFFM_RBSD en verde) después de calibrar los parámetros mediante la minimización del χ^2 reducido entre los resultados del modelo y la RBSD medida.

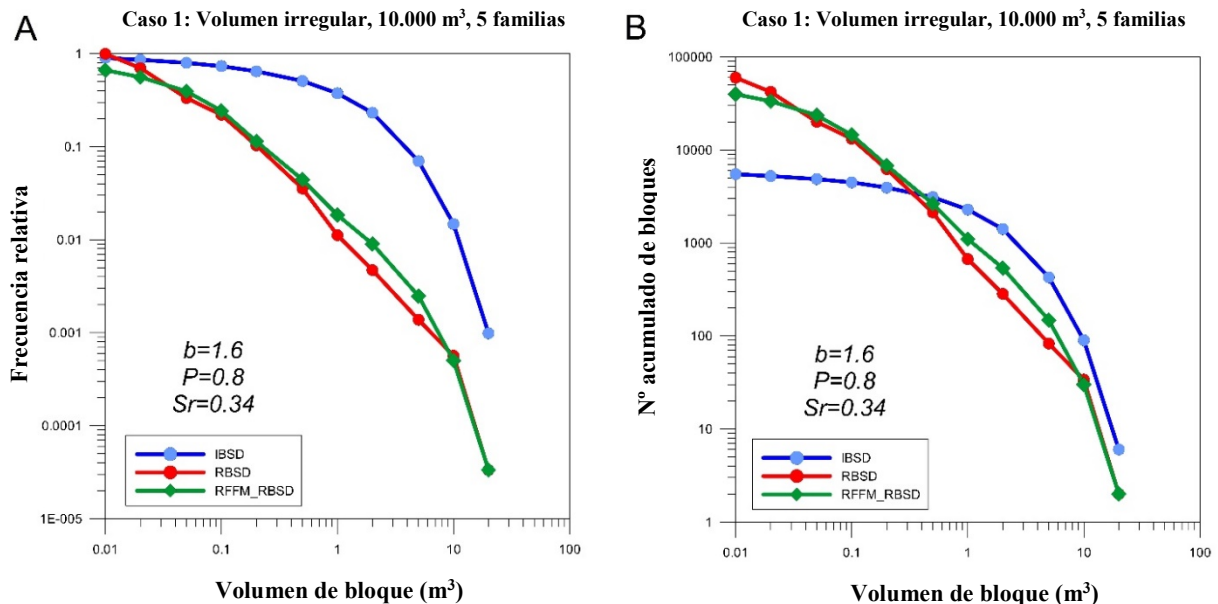


Fig. 10: IBSD (volumen irregular, 5 familias), RBSD medida en campo y RBSD generada utilizando el RFFM; en términos de frecuencia relativa (A) y de número acumulado de bloques en (B) versus volumen de bloque.

Se han obtenido un rango de valores para cada uno de los parámetros a partir de los cuatro

escenarios de distintas IBSD utilizadas: con un S_r entre 0.05 y 0.34; para P_f entre 0.73 y 0.80; y entre 1.6 y 3.4 para b . Se ha utilizado el criterio de la χ^2 reducida (Dussauge, 2003) para optimizar los parámetros P_f , S_r y b y para medir la bondad de los resultados, obteniendo rangos entre 0.02 y 0.06 para los cuatro casos de IBSD distintas. En el caso de la IBSD generada con 4 familias de juntas, los bloques son de un tamaño mayor. Por este motivo, se requieren mayores valores de b para generar bloques de menor tamaño relativo a los iniciales, o bien reduciendo el S_r para romper mayor número de bloques. Si se utiliza una sola iteración en lugar de dos, se necesitan valores mayores del factor geométrico b para conseguir la RBSD observada a campo. Distintas combinaciones de los parámetros pueden generar resultados similares.

5. CONCLUSIONES

El modelo de fragmentación fractal propuesto se ha utilizado en el estudio de un desprendimiento rocoso. Los resultados muestran que es factible la utilización del modelo para obtener una RBSD a partir de la IBSD. Así mismo, este es un procedimiento de calibración que no permite aún determinar rangos de valores de los parámetros del modelo para ser utilizado como herramienta predictiva. Se están calibrando los parámetros del modelo en un conjunto de desprendimientos inventariados para la identificación de los condicionantes dominantes del fenómeno. Mas trabajos son necesarios para relacionar P_f , S_r y b con el entorno geológico local, con el comportamiento geomecánico de la roca desprendida y con las características geomorfológicas de la ladera. El proceso de la fragmentación durante la propagación en desprendimientos rocosos es un fenómeno altamente estocástico, con el que se deberá trabajar con escenarios y probabilidades. Consideramos muy relevante tener presente la fragmentación de la masa rocosa durante el diseño de medidas de protección frente a este riesgo, ya que la reducción del volumen puede reducir la energía de cada bloque y su alcance, pero el incremento en número de fragmentos hace aumentar las probabilidades de impacto, además de modificar las trayectorias estimadas.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer al Ministerio de Economía y Competitividad por el soporte económico del proyecto de investigación RockRisk (BIA2013-42582-P), la beca FPU del primer autor (FPU13/04252), así como la beca “Ayudas Fundación BBVA a Investigadores Innovadores y Creadores Culturales” al tercer autor.

REFERENCIAS

Aler J, Du Mouza J, Arnould M (1996) Measurement of the Fragmentation Efficiency of Rock Mass

- Blasting and its Mining Applications. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 33: 125-139
- Agliardi F, Crosta G, Frattini P (2009) Integrating rockfall risk assessment and countermeasure design by 3D modelling techniques *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 9 , pp. 1059–1073 <http://dx.doi.org/10.5194/nhess-9-1059-2009>
- Atkinson BK (1987) *Fracture mechanics of rock*. Academic Press Inc, London. 534 pp
- Bakar MZ, Gertsch LS, Rostami J (2014) Evaluation of Fragments from Disc Cutting of Dry and Saturated Sandstone. *Rock Mech Rock Eng*, 47:1891–1903
- Crosta GB, Frattini P, Fusi F (2007) Fragmentation in the Val Pola rock avalanche, Italian Alps. *Journal of Geophysical Research*, 112: p. F01006
- Crosta GB, Agliardi F, Frattini P, Lari S, Lollino G (2015) Key Issues in Rock Fall Modeling, Hazard and Risk Assessment for Rockfall Protection. *Engineering Geology for Society and Territory*, Volume 2, pp: 43-58. doi: 10.1007/978-3-319-09057-3_4
- Davies TR, McSaveney MJ, Hodgson KA (1999) A fragmentation-spreading model for long-runout rock avalanches. *Canadian Geotechnical Journal*, 36: 1096-1110
- Dussauge C, Grasso J, Helmstetter A (2003) Statistical Analysis of Rock Fall Volume Distributions: Implications for Rock fall Dynamics. *Journal of Geophysical Research B* 108 (B6) 2286, doi: 10.1029/2001JB000650
- Evans S, Hungr O (1993) The assessment of rockfall hazard at the base of talus slopes. *Canadian Geotechnical Journal* 30 :620-636
- Giacomini A, Buzzi O, Renard B & Giani, G P (2009) Experimental studies on fragmentation of rock falls on impact with rock surfaces. *Int J Rock Mech Min Sci* 46:708–715
- Hewitt K, (1998) Catastrophic landslides and their effects on the Upper Indus streams, Karakoram Himalaya, northern Pakistan. *Geomorphology* 26, 47–80
- Hewitt K, (1999) Quaternary moraines vs catastrophic rock avalanches in the Karakoram Himalaya, Northern Pakistan. *Quat. Res.* 51, 220–237
- Locat P, Couture R, Leroueil S, Locat S (2006) Fragmentation Energy in Rock Avalanches. *Canadian Geotechnical Journal* 851 (20060135): 830–51. doi:10.1139/T06-045
- Mandelbrot B (1982) *La geometría fractal de la naturaleza*. Tusquets, ISBN 8483105497, 9788483105498
- Perfect E (1997) Fractal models for the fragmentation of rocks and soils: a review. *Engineering Geology* 48:185-198
- Ruiz-Carulla R, Corominas J, Mavrouli O (2015) A Methodology to Obtain the Block Size Distribution of Fragmental Rockfall Deposits. *Landslides* 12 (4): 815–25. doi:10.1007/s10346-015-0600-7.
- Ruiz-Carulla R., Corominas J. and Mavrouli O. (2016) A fractal fragmentation model for rockfalls. *Landslides* doi:10.1007/s10346-016-0773-8
- Sammis CG, King GCP (2007) Mechanical origin of power law scaling in fault zone rock. *Geophysical Research Letters*, 34. doi: 10.1029/2006GL028548
- Sanchidrián JA, Ouchterlony F, Segarra P, Moser P (2014) Size distribution functions for rock fragments. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 71: 381–394
- Turcotte D (1986) Fractals and Fragmentation. *Journal of Geophysical Research* 91. NO B2: Pages 1921-1926
- Wang, Y, Tonon, F (2010) Discrete Element Modelling of Rock Fragmentation upon Impact in Rock Fall Analysis. *Rock Mech Rock Eng* 44: 23–35
- Weidinger JT, Korup O, Munack H, Alternberger U, Dunning SA, Tippelt G, Lottermoser W (2014) Giant rockslides from the inside. *Earth and Planetary Science Letters* 389: 62–73

SIMULACIÓN Y ANÁLISIS CON CRSP 3D DE FACTORES CONDICIONANTES DE LA DISTANCIA DE PARADA DE LOS DESPRENDIMIENTOS EN TALUDES VOLCÁNICOS

Jorge Yepes *, Cándida García-González *, Miguel Ángel Franesqui *

* Departamento de Ingeniería Civil
Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles
Universidad de Las Palmas de Gran Canaria

RESUMEN

La caída de rocas sobre las vías de comunicación supone un peligro para sus usuarios. Una medida económica y eficaz para reducir la cantidad de bloques que puedan alcanzar la carretera son las cunetas. Su eficacia reside en el diseño empleado. La cuestión ha sido objeto de algunos estudios empíricos. Este trabajo ofrece un enfoque complementario: una simulación con Colorado Rockfall Simulation Program (CRSP-3D). La aplicación permitió analizar un gran número de condiciones de contorno (150 configuraciones talud-cuneta y 7 variables). Se manejaron 2 litologías para modelizar los taludes (hard rock and soft rock), hormigón en la cuneta y asfalto en la calzada. Las propiedades intrínsecas de los materiales (densidad, elasticidad, rugosidad) se ajustaron a 2 litologías volcánicas frecuentes (basalto olivínico piroxénico masivo e ignimbrita fonolítica no soldada). Además, se consideraron una variedad de bloques atendiendo a las diferentes combinaciones posibles de geometría (cubo, cilindro, esfera) y tamaño (0.31, 0.62 y 0.94 m). En todos los casos, el punto de partida del bloque fue aleatorio y su velocidad inicial nula. En el caso de taludes altos (≥ 18 m) se incorporó al diseño una berma intermedia (1 m de ancho, a 12 m de altura), para adecuarse a la praxis habitual. Como resultado, se elaboraron unos ábacos que permiten optimizar las dimensiones de cuneta necesarias para taludes susceptibles de experimentar desprendimientos rocosos. El cálculo se basa en la relación entre la distancia de parada de los bloques y el porcentaje de acumulación a lo largo de la trayectoria. El análisis consideró una retención mínima del 95 %, un valor habitual en proyectos de planificación y conservación de infraestructuras viarias.

1. INTRODUCCIÓN

El uso de zonas de captación para mitigar la caída de rocas en las carreteras es una medida económica, eficaz y sencilla de construir (Ritchie, 1963; Pierson et al., 2001; Pantelidis, 2010; Gomes et al., 2012). Además, conlleva un escaso impacto ambiental y un fácil mantenimiento. De hecho, la cuneta constituye una solución competitiva frente a las estructuras de estabilización (mallas, redes de cables, bulones, anclajes) o de contención (pantallas dinámicas, muros, vallas), que suelen exigir elevadas inversiones económicas (Pantelidis, 2010). En este sentido, la cuneta es una medida idónea para países en vías de desarrollo. De forma tradicional, el diseño de zonas de captación en carreteras ha seguido numerosos criterios (construcción, mantenimiento, seguridad, economía) que no se han estandarizado. El resultado ha sido la existencia de numerosas cunetas ineficaces o bien, sobredimensionadas que han supuesto un incremento del gasto público y del impacto ambiental. Para resolver este problema es necesario buscar un criterio de diseño cuantitativo y racional (Pierson et al., 2001)

Este trabajo ofrece unos criterios útiles para diseñar nuevas áreas de captación, evaluar la efectividad de las ya existentes o justificar los gastos de ampliación de cualquier cuneta, en aras de mejorar la eficiencia de estas estructuras: rentabilizar su capacidad de retención, adecuarlas a diferentes escenarios. Para ello se analizan cinco factores con el objeto de determinar el alcance de los bloques desprendidos: forma (F_b) y tamaño del bloque (S_b), altura (H_t) y pendiente del talud (α_t) y la pendiente de la cuneta (α_d). Las dos pendientes se expresaron como relación de catetos (H:V) (Fig.1). La dificultad del análisis reside en la variedad de soluciones posibles, cada una de las cuales requiere un tratamiento y solución específicos (Santamaría-Arias et al., 1996).

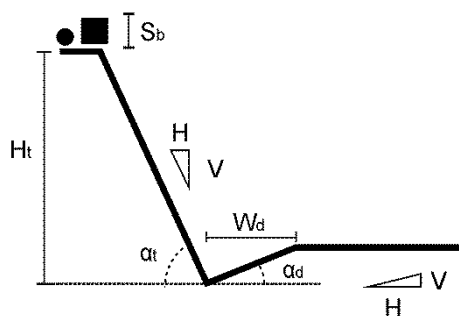


Figura 1. Perfil topográfico con los parámetros geométricos considerados en la modelización.
Leyenda: (H) Distancia horizontal. (V) Distancia vertical. (Ht) Altura de talud. (Wd) Anchura de cuneta. (Sb) Tamaño de bloque.

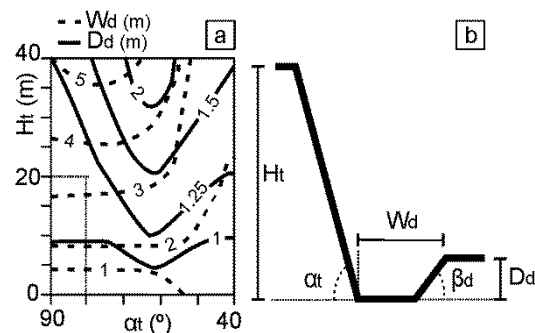


Figura 2. Ábaco de diseño de cunetas basado en el trabajo de Ritchie (1963).

2. ANTECEDENTES

Ritchie (1963) fue el primero que abordó el reto de parametrizar el diseño de las cunetas. Este autor propuso una cuneta profunda (2 m), de fondo plano y anchura variable que se articulaba con el vial por un escalón de pendiente constante (1.25H:1V) y elaboró un ábaco para el diseño de cunetas que ofrecía el ancho y la profundidad mínima, en función de la altura y el ángulo del talud. Este ábaco (Fig. 2) y su posterior modificado (Federal Highway Administration 1989), supusieron un avance importante en el diseño de carreteras. En la actualidad, el modelo de Ritchie (1963) presenta algunas limitaciones: a) No proporciona un criterio económico que permita elegir el porcentaje de retención de bloques adecuado a cada sección de talud. b) Ofrece resultados para una sola configuración de cuneta. c) El diseño de la cuneta dificulta la reincorporación del vehículo al vial e incumple el estándar de seguridad vial vigente.

Con posterioridad a Ritchie (1963), muchos autores han evaluado la mecánica de los desprendimientos rocosos en taludes (Spang y Rautenstrauch, 1988; Okura et al., 2000; Giani et al., 2004; Labiouse y Heidenreich, 2009; Ye et al., 2011; Vijayakumar et al., 2011). Cabe destacar los estudios experimentales que desarrolló el Oregon Department of Transport (ODOT) entre 1992 y 1994. Este organismo recogió datos de tres áreas de captación con diferentes pendientes (plana, 6H:1V y 4H:1V). Pierson et al. (1994) hicieron rodar bloques por un talud de pendiente constante (0.25H:1V) y desde diferentes alturas (40, 60 y 80 pies), para validar el trabajo del ODOT. Los resultados obtenidos permitieron estimar la frecuencia de caída de los bloques, cuantificar la probabilidad de que éstos alcanzasen la carretera y verificar la capacidad de retención de las cunetas. En 2001 el ODOT y la FHWA evaluaron otras configuraciones de talud-cuneta. Hicieron rodar 11250 bloques de diferente tamaño por taludes rocosos con diferentes pendientes (0.25H:1V; 0.5H:1V; 0.75H:1V y 1H:1V) y desde alturas distintas (40, 60 y 80 pies). En esta ocasión utilizaron tres tipos de cuneta (1H:0V; 6H:1V y 4H:1V). Los datos recogidos permitieron desarrollar nuevas gráficas de diseño (Pierson et al., 2001). De forma paralela, se han desarrollado varios programas de simulación basados en parámetros conocidos del talud (Hoek, 1987; Wu, 1987; Pfeiffer y Higgins, 1990; Rocscience, 2011; Nishikawa et al., 2012).

3. METODOLOGÍA

Se simuló la trayectoria de caída de bloques rocosos con el objeto de extraer los parámetros necesarios para un diseño adecuado de la cuneta. La simulación analizó un total de 33750 resultados. Los valores obtenidos proceden de considerar 150 configuraciones topográficas de talud-cuneta que combinaron distintas alturas, pendientes y litologías de talud con diferentes tipos de cuneta. Además se tuvieron en cuenta las magnitudes físicas del terreno (densidad, elasticidad, rugosidad) y del bloque (geometría, volumen). La combinación de todas estas variables permitió definir 1125 supuestos. Para cada supuesto se analizaron 30 sucesos.

TALUD			CUNETA		BLOQUE	
H_t	$(H:V)_t$	α_t	$(H:V)_D$	α_d	F_b	S_b
(m)	(m/m)	(°)	(m/m)	(°)		(m)
12	1:1	45	1:0	0	Cubo	0.3
15	1:2	63	6:1	9.4	Cilindro	0.6
18*	1:3	71	4:1	14	Esfera	0.9
21*	1:4	75				
24*	1:6	80				

Tabla 1. Parámetros geométricos utilizados en la modelización para los dos litotipos seleccionados (HR y SR).
Leyenda: (α_d) Pendiente de la cuneta. (α_t) Pendiente del talud. (H_t) altura del talud. ($H:V$) $_t$ Inclinación del talud expresada como relación de catetos. ($H:V$) $_d$ Inclinación de la cuneta expresada como relación de catetos. (F_b) Forma del bloque. (S_b) Tamaño del bloque. (*) Talud con berma intermedia de 1 m de anchura, situada a 12 m de altura.

PARAMETROS	UDS	VALORES
Litología (L)	-	Roca dura (HR)
		Roca blanda (SR)
		Asfalto (A)
		Hormigón (C)
Rugosidad (R)	m	0.3-0.6 (HR)
		0.3-0.6 (SR)
		0.03-0.3 (C)
		0.03-0.3 (A)
Dureza (I_h)	-	0.8-1 (HR)
		0.3-0.5 (SR)
		1 (C)
		0.9 (A)
Densidad aparente (D_a)	kN/m ³	23-24 (HR)
		11 (SR)

Tabla 2. Parámetros mecánicos de los materiales utilizados en la modelización. Se indica la procedencia de los valores utilizados. Leyenda: (D_a) Densidad aparente de un BOPM (HR) y de una IGNS (SR) (Rodríguez-Losada et al., 2007; 2009). (I_h) Coeficiente de elasticidad del sustrato. Está relacionada con la rigidez y los coeficientes de restitución tangencial y normal. Es inversamente proporcional al grado de amortiguación (Andrew et al., 2012). (R) Coeficiente que relaciona la geometría del talud y el radio del bloque (Andrew et al., 2012).

En las Tablas 1 y 2 se detallan las variables manejadas: (A) 5 alturas de talud (H_t); (B) 5 pendientes de talud (α_t); (C) 2 tipos de talud, atendiendo a la existencia o no de una berma intermedia a 12m de altura; (D) 3 pendientes de cuneta (α_d); (E) 4 materiales distintos (hard rock y soft rock en el talud, hormigón en la cuneta y asfalto en la calzada), cuyas propiedades (densidad, elasticidad, rugosidad) se establecieron de acuerdo con los criterios de CRSP-3D (Andrew et al. 2012); (F) 9 combinaciones de bloques posibles en hard rock y 6 en soft rock, atendiendo a su forma (cubo, cilindro, esfera) y tamaño (0.3; 0.6 y 0.9 m); (G) En todos los casos el punto de partida del bloque es aleatorio a lo largo de todo el talud. Es la situación más común en el caso analizado: taludes homogéneos y anisótropos con una sola litología y un mismo grado de alteración.

El estudio requirió fijar 6 datos de partida: (A) Coordenadas (x, y, z) del perfil de la ladera; (B) Rugosidad de la superficie y coeficiente de dureza para cada material diferenciado; (C)

Área de partida, número, forma y tamaño de los bloques desprendidos; (D) Peso específico (D_a) de los materiales considerados [23-24 KN/m³ para HR y 11 KN/m³ para SR (Rodríguez-Losada et al., 2007; 2009); (E) Punto de control para ofrecer valores de los parámetros analizados (velocidad, energía cinética y altura de rebote del bloque) y la distancia estimada al punto de parada (X_{stop}). En este trabajo el punto de control se situó en el borde del vial, para adecuarse al objetivo: minimizar el acceso de bloques a la carretera.

El algoritmo que emplea *CRSP-3D* combina las ecuaciones generales del movimiento y el método de elementos discretos (DEM) para simular la velocidad de la roca y las fuerzas de contacto entre la roca y el talud (Pfeiffer y Bowen, 1989). El impacto se modela utilizando 6 parámetros: rugosidad del talud; dureza y rugosidad del sustrato rocoso; y densidad, forma y dimensión del bloque desprendido. La rugosidad modela la superficie del talud y se define mediante un único valor. La dureza es función de 2 coeficientes (Andrew et al. 2012): el coeficiente de restitución (indicativo de la elasticidad de la colisión) y el coeficiente de amortiguación (indicativo de la resistencia tangencial del bloque al deslizarse).

La simulación con *CRSP-3D* ofrece valores de 5 parámetros de la caída (velocidad, energía cinética y altura de rebote del bloque, referidos al punto de control establecido y la X_{stop} referida al punto de lanzamiento del bloque). Los resultados obtenidos se clasificaron atendiendo al litotipo, altura del talud y tipo de cuneta. A cada supuesto se le asignó un código de identificación, atendiendo a sus características. Los parámetros de cada supuesto se representaron en diagramas 2D (distancia-altura). Puesto que el origen de coordenadas se sitúa al inicio de la coronación de cada talud, resultaba complicado comparar la efectividad de cunetas con distintas configuraciones de talud.

Con el objeto de representar todos los resultados gráficos en el mismo rango de distancias, se desplazó el eje de ordenadas desde la vertical de la coronación al pie del talud. Para ello, las distancias de parada obtenidas por el programa (X_{stop}) se modificaron restándoles la proyección horizontal del talud correspondiente a cada caso. A estas nuevas distancias, se les denominó distancias corregidas (X_{stop}^*). A partir de estos valores, se calcularon los parámetros estadísticos básicos (media aritmética, desviación típica, asimetría e índice de Curtosis) para caracterizar y comparar cada uno de los 1125 supuestos.

Paralelamente, se aplicó un cambio de variable en el eje de abscisas (X_{stop}^*) para representar los resultados como una función de distribución Fi-normal y poder así establecer relaciones estadísticas. El origen del eje de abscisas se hizo coincidir con el pie del talud. La distribución de la muestra estudiada se acotó para un rango de valores ($-\infty$ a $+13$) que abarcara las dimensiones de todos los supuestos analizados. El rango establecido ($-\infty$ a $+13$) se dividió en tramos de longitud unitaria (1m). Se determinaron las frecuencias absolutas de las rocas retenidas en cada tramo unitario y se transformaron en porcentajes (%Rt) respecto al total de sucesos de cada supuesto ($n=30$). Posteriormente, se calculó la frecuencia acumulada (%Cum) para cada distancia (Fig. 3).

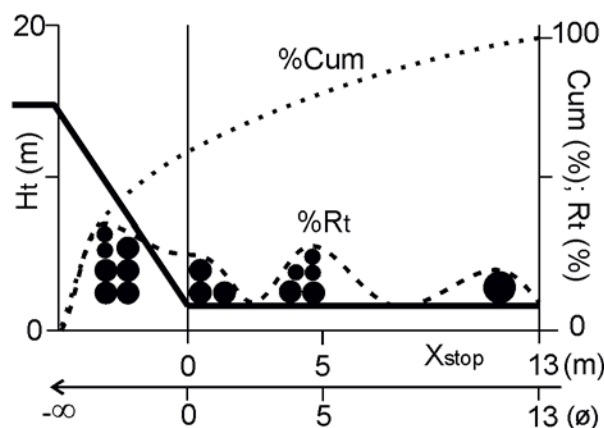


Figura 3. Esquema de un perfil topográfico con la distribución del %Rt y %Cum para un supuesto cualquiera. En el eje de abscisas se representa (X_{stop}) en m y en función de F_i . En el eje de ordenadas se representa (%Cum) y (%Rt).

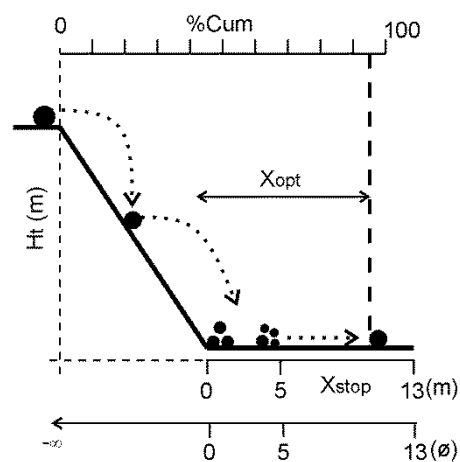


Figura 4. Perfil topográfico para un supuesto cualquiera con indicación de la distancia de parada óptima (X_{opt}) para una retención de bloques del 95%.

A partir de la frecuencia acumulada (%Cum) se determinó la distancia óptima de parada (X_{opt}), o sea: la distancia correspondiente a una retención de bloques del 95%. Esta estimación supone asumir un margen de confianza del 95% en el diseño de la cuneta, un valor habitual en proyectos de planificación viaria. La distancia óptima de parada (X_{opt}) se obtuvo mediante interpolación entre los valores más próximos al 95%. A cada supuesto le corresponde una distancia óptima concreta (Fig. 4). Con todos los valores de distancia óptima (X_{opt}) se elaboró una serie de gráficas para evaluar la influencia de 5 factores en la distancia de parada de los bloques. Los factores considerados fueron: altura (H_t) y pendiente de talud (α_t); pendiente de cuneta (α_d); forma (F_b) y tamaño del bloque (T_b). Para cada gráfica se analizó la distribución de la nube de puntos y la función de ajuste de tres percentiles característicos (P_{95} , P_{50} , P_5) (Fig. 5).

Finalmente se elaboraron las gráficas de diseño para cada configuración de talud. Para ello se relacionó el porcentaje acumulado de bloques (%Cum) con respecto a la distancia de parada corregida (X_{stop}^*), representando las funciones de los 3 tipos de cuneta estudiados (Fig. 6). Este análisis solo se realizó para bloques cúbicos, ya que esta geometría es la más frecuente en los litotipos analizados: Hard Rock (basalto olivínico piroxénico masivo) y Soft Rock (ignimbrita fonolítica no soldada).

4. RESULTADOS

A continuación se detallan las observaciones realizadas al relacionar la distancia de parada óptima (X_{opt}) con los factores de influencia geométricos: H_t ; (α_t); (α_d); F_b y S_b (Fig 5)

En general, las funciones de ajuste lineal de los percentiles (P_5) y (P_{50}) definen una tendencia moderada (± 1 m), tanto para HR como para SR. Sin embargo, la tendencia del P_{95} suele ser más acentuada en HR (± 2 m), quedando patente en el caso de las representaciones de la H_t (Fig 6A) y del T_b (Fig 5E).

En el caso de las variables (α_t); F_b y T_b la tendencia observada es positiva. Los factores de influencia analizados presentan una correlación directa con la X_{opt} (Fig 5B, 5D, 5E). En las representaciones de la (α_t) se observa cómo la función de ajuste del P_{95} presenta una tendencia negativa para el litotipo HR (Fig 5B).

En el caso de las variables H_t y (α_d) la tendencia observada es negativa. Los factores de influencia analizados presentan una correlación inversa con la X_{opt} (Fig 5A, 5C). En las representaciones de la H_t se observa cómo la función de ajuste del P_{95} presenta una tendencia positiva para el litotipo HR (Fig 5A).

La distribución de (X_{opt}) en SR es unimodal y está concentrada por debajo del valor de (W_d)_{max} (5m) aceptado en este trabajo. En cambio, la dispersión de los valores calculados de (X_{opt}) en HR muestra una distribución bimodal. Los bloques se concentran al pie del talud (1-4 m) y entre 7 y 9 m. Esto permite definir una anchura óptima de cuneta (W_d)_{opt} de 4 m para estos materiales.

Las tendencias generales que se han observado presentan algunos matices. Por una parte, la distribución de (X_{opt}) con respecto a (H_t) muestra una serie de saltos en taludes de HR con alturas $H_t > 15$ m. Estos saltos se observan a partir de una (X_{opt}) $>$ (W_d)_{max}. Sin embargo, no se aprecia una relación lineal entre la extensión de los saltos y la altura (H_t) (Fig.5A). Por otra parte, se observa que el influjo de la cuneta es efectivo para (α_d) elevadas ($>15^\circ$). Solo en estos casos, se comprueba una reducción significativa del alcance máximo (P_{95}) de los bloques (Fig. 5B). Por último, se observa un incremento significativo (1-2 m) del alcance máximo (P_{95}) de los bloques al aumentar su esfericidad (Fig. 5D).

Por último, se generaron las gráficas de diseño de cunetas. 50 ábacos con las relaciones entre el (%Cum) de bloques cúbicos y la (X_{stop}^*), una para cada configuración de talud [H_t ; (α_t)]. En cada gráfica se proyectaron las funciones correspondientes a los 3 tipos de cuneta considerados (1H:0V; 6H:1V y 4H:1V) y se incluyó una línea horizontal para indicar el (P_{95}) y facilitar la lectura de la (W_d)_{opt} capaz de retener el 95% de los desprendimientos potenciales (Fig. 6A). Estos gráficos ofrecen la posibilidad de realizar una lectura inversa y poder así evaluar la eficacia de la (W_d) para una cuneta ya existente y para una configuración concreta de talud (Fig. 6B). El análisis de estos resultados se recoge en otro trabajo (Yepes et al.2017).

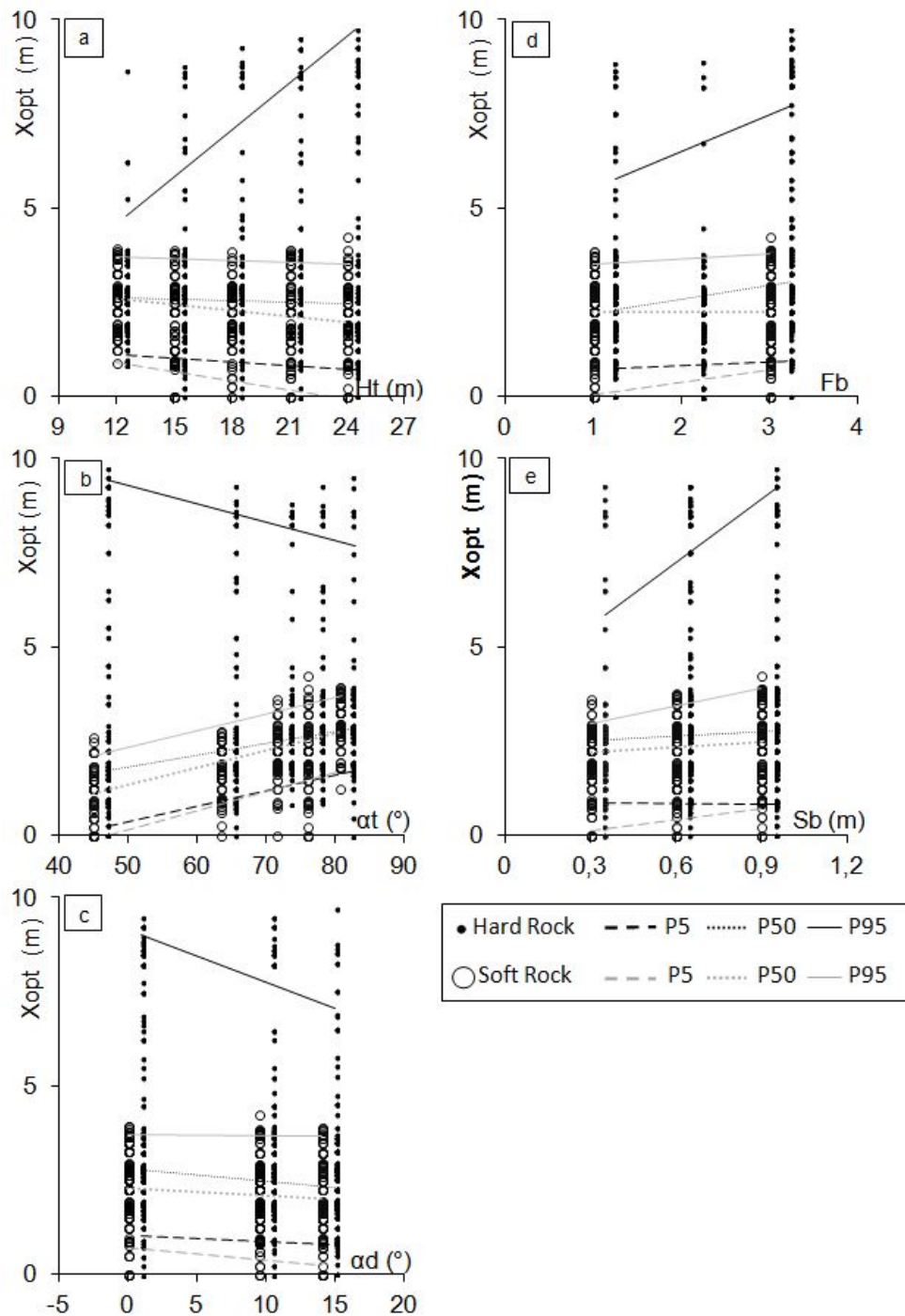


Figura 5. Distribución de los valores de (X_{opt}) obtenidos en la simulación para los litotipos analizados (HR y SR). Las representaciones relacionan (X_{opt}) con 5 factores geométricos. Se representan los percentiles característicos (P95; P50 y P5). Leyenda: (H_t) Altura de talud. (α_t) pendiente del talud expresada en grados. (α_d) pendiente de cuneta expresada en grados. (F_b) forma del bloque: 1, cubo; 2, cilindro; 3, esfera. (S_b) Tamaño de bloque: 0.3m; 0.6m; 0.9m.

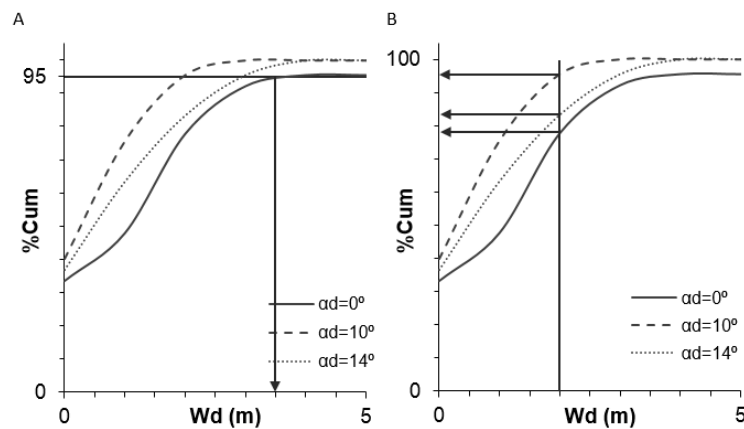


Figura 6. Ejemplo de ábaco para el diseño de cunetas. Se ha considerado un supuesto con los siguientes parámetros: $H_t=15$; $(\alpha_t)=75^\circ$; $L=HR$; $F_b=cubo$; $T_b=0.9m^3$. (A) La línea del (P95) indica un valor de anchura de cuneta óptima [$4 > (W_c)_{opt} > 2$], capaz de retener el 95% de los desprendimientos potenciales. (B) La línea de $(W_d)=2$ indica el porcentaje de retención para cada una de las configuraciones de cuneta consideradas. Este valor oscila entre un 78-95%, según la pendiente de la cuneta. Leyenda: La línea continua representa la cuneta plana, la línea de puntos representa la cuneta de 10° y la línea de guiones representa la cuneta de 14° .

5. DISCUSIÓN

A continuación se discuten las observaciones realizadas al relacionar la (X_{opt}) con todos los factores considerados. A modo de hipótesis se propone un modelo conceptual que explicaría el diferente comportamiento observado en los dos materiales estudiados (Fig. 7).

Altura de talud (H_t). A mayor (H_t), mayor energía potencial. Esto favorece una mayor (X_{opt}) de los bloques. Sin embargo, el incremento de la (H_t) también implica un recorrido más largo y, por tanto, mayor pérdida de energía por rebote o rodadura. Esta situación es susceptible de aumentar la capacidad de retención del sistema talud-cuneta.

Pendiente de talud (α_t). Las rocas tienden a rodar en taludes con pendientes medias [45° - 60°] (Ritchie, 1963). La fricción en el plano de contacto bloque-talud reduce la energía, desacelera la caída y, por consiguiente, reduce la (X_{opt}) . Al aumentar (α_t) se reduce la probabilidad de rebote y, por consiguiente, la pérdida de energía. Esta situación es susceptible de incrementar la (X_{opt}) . Sin embargo, con pendientes altas ($>60^\circ$) el bloque tiende a la caída libre (Okura et al., 2000; Alejano et al., 2007), impactando al pie del talud y reduciéndose (X_{opt}) .

Pendiente de cuneta (α_d). Un aumento de (α_d) mejora la capacidad de retención del sistema talud-cuneta, ya que se reduce la distancia de parada de los bloques por el efecto que tiene la contrapendiente de la cuneta, como ya apuntó Pierson et al. (2001). El trabajo que debe realizar el bloque para seguir rodando es superior en cunetas con fuerte inclinación a

contrapendiente de la topografía. En cunetas planas la X_{opt} es 2 m superior que en cunetas inclinadas.

Geometría y tamaño de bloque. Cuanto menor sea la esfericidad del bloque, mayor será la superficie de contacto bloque-terreno y, por consiguiente, la fricción al deslizamiento (Ye et al., 2011, 2014; Vijayakumar 2011). También será más elevada la energía necesaria para hacer rodar el bloque, puesto que se debe contrarrestar el peso normal del bloque en el momento de levantarse sobre una arista (Giani et al. 2004). Por contra, cuanto mayor sea el bloque, mayor será su masa y, por consiguiente, su energía potencial inicial, lo que contrarresta parcialmente los efectos descritos anteriormente, favoreciendo un incremento potencial de la (X_{opt}).

Densidad aparente (D_a). A mayor densidad del bloque, mayor es la masa y, por tanto, su energía inicial, lo que favorece un mayor alcance del bloque. Además, por lo general se incrementa la elasticidad y, por consiguiente, se reduce la pérdida de energía cinética por el choque. Todo esto favorece un mayor alcance del bloque. Por otra parte, la densidad implica una mayor resistencia y, por consiguiente, menor probabilidad de rotura o disgregación del bloque. Esto favorece una mayor intensidad del daño potencial asociado al desprendimiento.

Índice de Dureza (I_h). El índice de dureza (I_h) es función del coeficiente de restitución (K) que experimenta la energía cinética (E_k) como consecuencia de un choque ($0 < K < 1$). K aumenta con la elasticidad (ϵ) del material. Al aumentar ϵ , disminuye la pérdida de velocidad ($V_v = V_f - V_i$) que experimenta un bloque como consecuencia del choque y, por consiguiente, la pérdida de E_k . En taludes con un K bajo, se amortiguan mejor los impactos, se pierde más E_k y, por consiguiente, se reduce la (X_{opt}) (Spang y Rautenstrauch 1988; Asteriou et al., 2012)

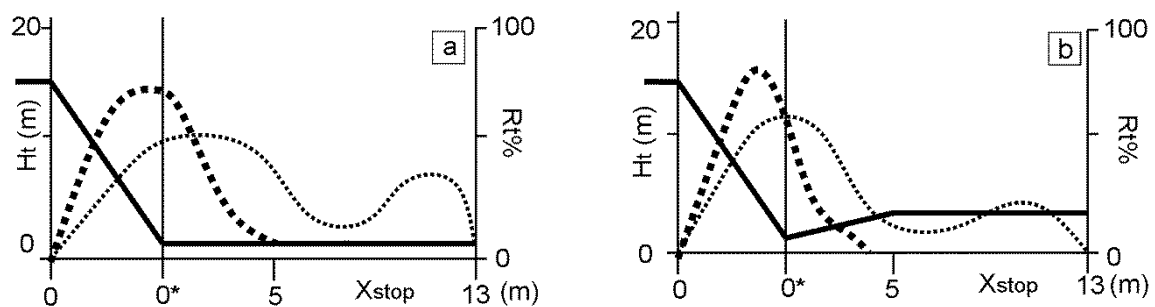


Figura 7. Modelo conceptual del comportamiento que tienen los bloques para los litotipos estudiados (HR, SR). Se presentan dos perfiles topográficos con diferente diseño de cuneta y su correspondiente distribución del $Rt\%$ en función de X_{stop} . Leyenda: La línea de trazos discontinuos representa SR y la línea de puntos representa HR.

6. CONCLUSIONES

- Los parámetros del bloque utilizados en la modelización (D_a , I_h , F_b , S_b) muestran una correlación directa con la X_{stop} , como se comprueba al analizar los valores promedio.

En cambio, los parámetros de la cuneta (α_d) muestran una relación inversa con X_{stop} . En ambos casos, la distribución de los sucesos muestra una tendencia unimodal (Tabla 3 y Fig. 7).

- Los parámetros geométricos del talud (H_t ; α_t) muestran relaciones dispares. En ambos casos, la distribución de los sucesos muestra una tendencia bimodal. La (α_t) muestra una correlación directa con X_{stop} , mientras que la H_t muestra una correlación inversa.
- La (X_{opt}) muestra una distribución bimodal en taludes de HR. Los bloques se concentran al pie del talud (1-4 m) y entre 7 y 9 m. En cambio, la distribución de (X_{opt}) es unimodal en taludes de SR y está concentrada por debajo del valor de (W_c)_{max} (5m).
- El acoplamiento de factores convergentes (D_a , H_t) produce una amplificación del efecto en la X_{stop} (incremento de la X_{opt} y del carácter bimodal de la distribución) y un aumento de la peligrosidad asociada al proceso. La eficacia de la cuneta (reducción de la X_{opt}), es más patente para altos valores de (α_d).
- Las condiciones del talud son determinantes en la X_{stop} de los desprendimientos. El retaluzado en coronación y la excavación de bermas anchas y a contrapendiente de la topografía pueden aumentar la capacidad de retención de la cuneta. Las bermas planas y de escasa anchura facilitan el efecto trampolín y determinan un aumento de la X_{opt} .
- Los ábacos de diseño facilitan la lectura de la (W_d)_{opt} para cada uno de los 3 casos de cuneta (α_d) considerados en este trabajo y permiten evaluar con rapidez la eficacia del sistema talud-cuneta para cada configuración de talud [H_t ; (α_t)] (Fig. 6).

MATERIAL									X_{stop}	
Variables		M	E_k	E_p	E	ϵ	F_f	E_a	P_{50}	P_{95}
Densidad aparente	(D_a)	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑
Dureza	(I_h)	-	↑	-	↑	↑	↓	↓	↑	↑
Esfericidad	(F_b)	-	-	-	↓	-	↓	↓	↑	↑
Tamaño de bloque	(S_b)	↑	↑	↑	↑	-	-	-	↑	↑
TALUD									X_{stop}	
Variables		M	E_k	E_p	E	ϵ	F_f	E_a	P_{50}	P_{95}
Altura	(H_t)	-	↑	↑	↑	-	↑	↑	↓	↑
Pendiente	(α_t)	-	↑	-	↑	-	↓	↓	↑	↓
CUNETAS									X_{stop}	
Variables		M	E_k	E_p	E	ϵ	F_f	E_a	P_{50}	P_{95}
Pendiente	(α_d)	-	-	-	-	-	-	↑	↓	↓

Tabla 3. Influencia de diferentes factores en X_{stop} . Se ha considerado el efecto que tendría un incremento positivo del factor. Leyenda: (E_k) Energía cinética; (E_p) Energía potencial; (E) Energía sumatoria; (ϵ) Elasticidad; (F_f) Fuerza de rozamiento; (E_a) Energía absoluta; (M) Masa; (P_{50}) Percentil 50; (P_{95}) Percentil 95

REFERENCIAS

- Andrew R, Hume H, Bartingale R, Rock A, Zhang R (2012). *CRSP-3D User's Manual*. Central Federal Lands Highway Division (FLH) of the Federal Highway Administration. Publication n°. FHWA-CFL/TD-12-007.
- Asteriou P, Saroglou H, Tsiambaos G (2012). Geotechnical and kinematic parameters affecting the coefficients of restitution for rockfall analysis. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 54: 103–113

- Alejano LR, Pons B, Bastante FG, Alonso E, Stockhausen HW (2007). Slope geometry design as a means for controlling rockfalls in quarries. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*. 44(6): 903–21.
- Federal Highway Administration (1989). *Rock slopes: design, excavation, stabilization*, Publication n°. FHWA-TS-89-045. McLean, Virginia: Turner-Fairbank Highway Research Center.
- Giani G P, Giacomini A, Migliazza M, Segalini A (2004). Experimental and theoretical studies to improve rock fall analysis and protection work design. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 37 (5), 369-389. DOI 10.1007/s00603-004-0027-2.
- Gomes GJ, Sobreira FG, Lana MS (2012). Design of highway rock slopes catchment area. *Road Materials & Pavement Design*, 13 (2): 396-402.
- Hoek E (1987). *Rockfall. A program in Basic for analysis of rockfalls from slopes*. Vancouver BC: Golder and Associates.
- Jones C, Higgins J, Andrew R (2000) *Colorado Rockfall Simulation Program V4 for Windows*. Colorado Geological Survey.
- Labrousse V, Heidenreich B (2009). Half-scale experimental study of rockfall impacts on sandy slopes. *Natural Hazards and Earth System Science*, 9 (6):1981-1993.
- NishikawaY, Masuya H, Moriguti Y (2012). Three dimensional simulation of rockfall motion with consideration of roughness of the slope surface. *Transactions of the Japan Society for Computational Engineering and Sc.*, 20120003
- Okura Y, Kitahara H, Sammori T (2000). Fluidization in dry landslides. *Engineering Geology*, 56: 347-360.
- Pantelidis L (2010). Rock catchment area design charts. In: *GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modelling & Design (GSP 199)*. Dptm. of Civil Infrastructure Engineering, Technological Educational Institute of Thessaloniki, Greece.
- Pantelidis L, Kokkalis A (2011). Designing passive rockfall measures based on computer simulation and field experience to enhance highway safety. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 48: 1369-1375.
- Pfeiffer T, Bowen T (1989). Computer simulation of rockfalls. *Environmental & Engineering Geoscience*, 26 (1); 135-146.
- Pfeiffer, TJ, Higgins, JA (1990). *Rockfall hazard analysis using the Colorado rockfall simulation program*. Transportation Research Record, No. 1288, 117–126. National Research Board, Washington DC, pp 117-126.
- Pierson L A, Davis S A, Pfeiffer T J (1994). *The Nature of Rockfall as theBasis for a New Catchment Area Design Criteria For 0.25H:1V Slopes*. Oregon Department of Transportation, Publication n°. FHWA-OR-GT-95-05
- Pierson L A, Gullixson C F, Chassie R G (2001). *Rockfall Catchment area desing guide*. Report SPR-3(032). Oregon Dptm. of Transportation Research Group. U.S. Federal Highway Administration. Publication n°. FHWA-OR-RD-02-04.
- Ritchie A M (1963). *Evaluation of rockfall and its control*. Record, 17 Highway Reseach Board: 13-28.
- Rodriguez-Losada, J A, Hernandez-Gutierrez LE, Olalla C, Perucho A, Serrano A, del Potro R (2007). The volcanic rocks of the Canary Islands. Geotechnical properties. en: *Volcanic Rocks* (Eds. Malheiro & Nunes): 53-57. Taylor & Francis Group. London. ISBN 978-0-415-45140-6.
- Rodriguez-Losada J A, Hernandez-Gutierrez LE, Olalla C, Perucho A, Serrano A, Eff-Darwich A. (2009). Geomechanical parameters of intact rocks and rock masses from the Canary Islands: Implications on their flank stability. *Journal of Volcanology And Geothermal Research*, 182 (1-2): 67.
- Rocscience Inc. (2011) *Advanced Tutorial: determining input parameters for a RocFall analysis*. <www.roscience.com>.
- Santamaria Arias J, Ballester Muñoz F, Luis Fonseca R, Torres Vilas J A (1996) *Protección contra desprendimientos de rocas, pantallas dinámicas*. Publicaciones del Ministerio de Fomento. Madrid. ISBN: 84-498-0253-9.
- Spang R M, Rautenstraunch R W (1988). Empirical and mathematical approaches to rockfall protection and their practical application. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 23: 207-209.
- Vijayakumar S, Yacoub T, Curran J (2011). A study of rock shape and slope irregularity on rock fall impact distance. *45th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium*.
- Wu S (1987). *Rockfall evaluation by computer simulation*. Transportation Research Record, No. 1031, National Research Board, Washington DC, 1-5.
- Ye S Q, Chen H K, Xu J (2011). Rockfalls movement mode and movement features by field tests. *Tumu Jianzhu yu Huanjing Gongcheng / Journal of Civil, Architectural and Environmental Engineering*, 33 (2): 18-23
- Ye S Q, Shangqing G, Yang Z Y, Hui L (2014). Model test for falling-rock motion characteristics on composite slope section. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 19 U: 6161- 6171.
- Yepes J, García-González C, Franesqui MA (2017) Rockfall hazard mitigation using ditch charts modeled with CRSP-3D. En: *Landslide research and risk reduction for advancing culture of living with natural hazards*. 4th World Landslide Forum.

¿QUÉ NOS ENSEÑA LA PARED DE DEGOTALLS EN MONTSERRAT SOBRE LOS DESPRENDIMIENTOS DE ROCA?

Marc JANERAS CASANOVA*

* Área de geotecnia y prevención de riesgos geológicos
Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya
Parc de Monjuïc s/n, 08038 Barcelona

RESUMEN

La Montaña de Montserrat combina el doble interés del parque natural como terreno ideal para excursiones y escaladas, junto con el patrimonio cultural que representa el santuario y monasterio que alberga a media ladera. Su situación en el entorno metropolitano de Barcelona hace de esta reducida isla montañosa un centro de atracción de más de 3 millones de visitantes anuales en el conjunto del macizo. Sus paredes de conglomerado son origen del peligro de desprendimientos rocosos que, al intersecar con esta elevada exposición, deriva a un problema de riesgo geológico singular. En este contexto, la pared de Degotalls resulta un ejemplo paradigmático. A raíz de diferentes desprendimientos acaecidos, afectando a la carretera y ferrocarril que discurren a su pie, nació el plan de mitigación del riesgo geológico vigente en la actualidad. Esta comunicación pretende exponer en una forma vivencial el aprendizaje logrado en múltiples aspectos de la dinámica de caída de rocas a lo largo de los últimos 10 años con esta gran pared de telón de fondo.

1. INTRODUCCIÓN

La montaña de Montserrat está ubicada a unos 50 km al noroeste de la ciudad de Barcelona. Es bien conocida por su doble valor patrimonial: natural y cultural, que convierte el recinto del santuario y monasterio milenario en el cuarto polo de atracción turística en Catalunya, y el parque natural en un terreno muy popular para excursionistas y escaladores locales y extranjeros. Este macizo tiene su origen en un frente deltaico del Eoceno en la cuenca interior del Ebro que sincrónicamente sufrió esfuerzos tectónicos compresivos y posteriormente resultó prominente por el hundimiento de la depresión prelitoral y erosión de los materiales circundantes. Su litología está compuesta por una alternancia de capas de conglomerado muy

competente y niveles de materiales más finos y blandos transitando de areniscas a lutitas rojas. Las acciones tectónicas originaron un patrón muy persistente de diaclasas con predominancia de planos verticales por las que se desarrolló cierto aparato cárstico, mientras que las discontinuidades de estratificación se mantienen cerca de la horizontal (Blanch, 2016). Todo ello ha conducido a la morfología tan particular y llamativa de Montserrat, con una alternancia de paredes de gran verticalidad y altura notable y de laderas de fuerte inclinación con depósitos coluviales y densa vegetación mediterránea. Destaca además la formación de centenares de agujas de roca, especialmente en la coronación de la montaña. La pared de Degotalls, sin ser de las mayores, ni terreno muy frecuentado por escaladores, tiene su respetable altura máxima de 180 m (entre las cotas 735 m al pie y 915 m a coronación), con gran verticalidad, incluyendo una parte central desplomada. Propiamente el topónimo Degotalls (que indica rezume de agua) corresponde a unos escarpes cercanos, pero da nombre al camino de paseo que proviene del monasterio con una longitud total de 1,1 km (Figura 1). A nuestros efectos prácticos, nombramos pared de Degotalls la que domina el primer tercio de aparcamiento del santuario, que cruza una canal en la ladera derivada de la estructura del macizo. A resultados de dos familias de diaclasas verticales dominantes, la pared es un gran diedro: pared norte a la izquierda y pared este a la derecha (Requena, 2010).

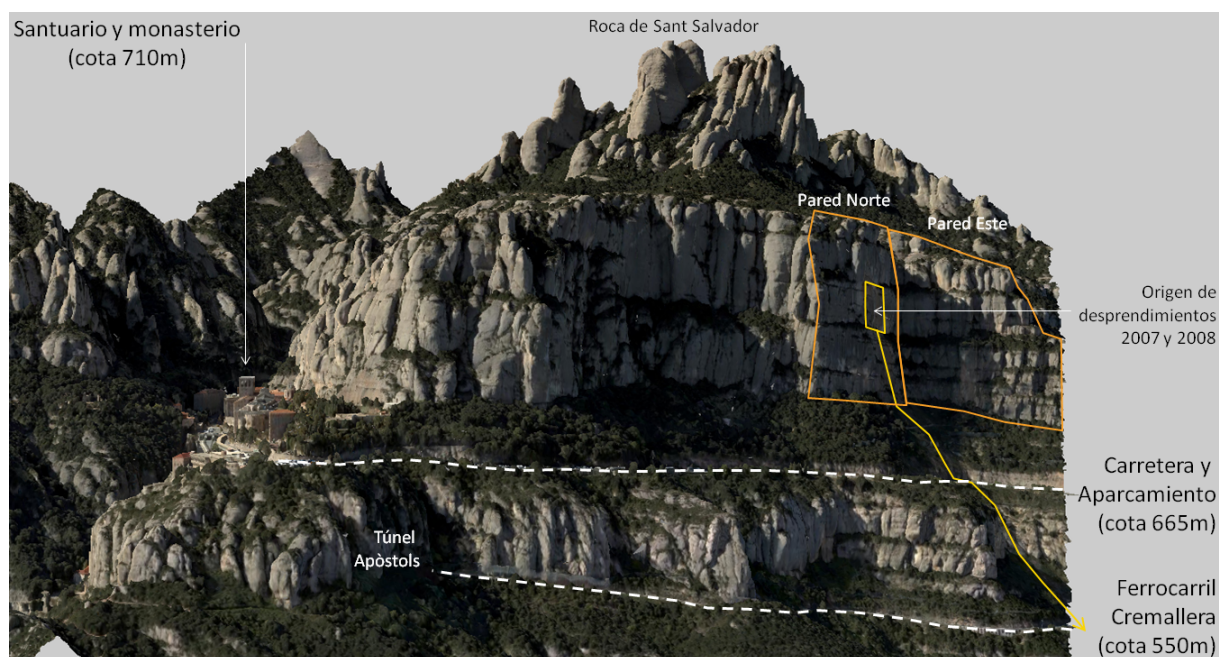


Figura 1. Vista frontal de la pared de Degotalls (norte y este) sobre un modelo fotogramétrico 3D del entorno del santuario y monasterio de Montserrat obtenido mediante cámara *Leica RCD30 PENTA Oblique* aerotransportada (Soler *et al.*, 2016). Se indica la llegada en paralelo de los accesos terrestres y el origen de los desprendimientos que afectaron a ambos.

A raíz de distintos desprendimientos ocurridos de 2006 a 2010 se puso de manifiesto la peligrosidad de este particular macizo, y el riesgo derivado para los 2,5 millones de visitantes anuales del santuario y monasterio de Montserrat, en su recinto edificado y en las

infraestructuras de acceso. El Gobierno de la Generalitat de Catalunya ha afrontado este reto y está aplicando un plan de mitigación del riesgo geológico en Montserrat, PMRGM en adelante (Buxó *et al.*, 2017). La pared de Degotalls ha sido un foco de intensa actividad reciente de desprendimientos y ha captado nuestra atención. Así, a su pie se ha detenido la visita de presidentes, consejeros y otros cargos de las administraciones implicadas, en las fases de diseño e implantación del plan de mitigación. Este plan incluye tareas de protección con carácter ejecutivo, pero también de investigación para un mejor conocimiento de los factores del riesgo y, en particular, de las condiciones de preparación y desencadenamiento de los grandes desprendimientos. La pared de Degotalls ha tenido su papel inspirador, que intentamos exponer en este artículo y comunicación, agrupado en 10 lecciones relativas al análisis de la peligrosidad y riesgo, y las formas de abordarlo.

2. EXPOSICIÓN Y VULNERABILIDAD EN ZONAS DE APARCAMIENTO

El día 2/01/2007 ocurrió un desprendimiento de unos 300m³ de magnitud procedente de la parte central de la pared de Degotalls norte (Figura 1) que, en su trayectoria ladera abajo, provocó intensos daños al camino peatonal, carretera/aparcamiento y ferrocarril, pero sin daños personales al ocurrir a las 4:00 de la madrugada. En la inspección inicial con helicóptero ya se detectó distintas masas potencialmente inestables en la pared que se inventariaron. Dentro de la actuación de emergencia se realizó un intenso saneamiento de la pared y de la ladera, seguido por la instalación de distintas líneas de barrera dinámica para la rápida recuperación del normal funcionamiento. En la pared se realizaron voladuras en los bloques de apariencia más precaria. Al final de la obra se realizó un proyecto de estabilización de distintos bloques de gran magnitud de la pared que podían sobrepasar ampliamente la capacidad de las barreras. Al quedar esta segunda fase pendiente para una contratación ordinaria fuera del carácter de emergencia, se eliminó el uso de aparcamiento en este tramo de carretera y se dedicó el espacio a generar una berma para optimizar la capacidad de retención de un nivel inferior de barreras para la protección del ferrocarril en caso de sobrepasarse la primera barrera, que forzosamente se encuentra cercana al pie de pared, y la carretera.

Años más tarde, dentro de las tareas del plan vigente PMRGM, se ha realizado una búsqueda documental preliminar para la recopilación de eventos históricos, y un caso ejemplifica la exposición de las zonas de aparcamiento de vehículos. Durante el episodio de intensas lluvias y de múltiples movimientos del terreno de noviembre de 1982, que estimuló la realización del primer Simposio de Taludes y Laderas Inestables, el mismo día 7/11/1982 coincidía con la visita del Papa Juan Pablo II al santuario de Montserrat. Así se dio una confluencia de un repunte de peligrosidad geológica, por las persistentes lluvias que también afectaron allí, y de exposición de visitantes. Aunque ya existía el actual parquin, los vehículos se tuvieron que aparcar a lo largo de la carretera mucho más allá de la pared de Degotalls. Fue en el PK 6.5 de la BP-1103 que ocurrió un desprendimiento de rocas que causó la muerte de dos chicas que estaban junto a su autobús tomando ropa seca del portaequipajes. Este evento nos recuerda la mayor exposición y vulnerabilidad en zonas de aparcamiento, ya que aumenta la densidad de vehículos y personas, según los escenarios que se consideren (Fontquerni *et al.*, 2013). Los

vehículos maniobran a menor velocidad y aumentan el tiempo de exposición, además del tiempo de estacionamiento. Así mismo, los ocupantes también permanecen cierto tiempo al entrar y salir de los vehículos. Hay que tener presente que los 2,5 millones de visitantes anuales acceden al santuario en un 60% por carretera (incluyendo unos 20.000 buses), un 30% en ferrocarril y un 10% en teleférico. Quizá la eliminación de aparcamiento en este tramo de Degotalls en 2007 evitó mayores daños en el evento de 2008 que se presenta a continuación.

3. EL RIESGO INDIRECTO

El análisis del riesgo entendido como daño esperable, exige de la disección de la problemática, y descomponer para cada elemento su exposición y vulnerabilidad frente a la peligrosidad. Pero hecho este ejercicio, es preciso recomponer la visión integral de todo el conjunto y aquí nos aparece otra dimensión del riesgo, los daños indirectos. El episodio de 28 de diciembre de 2008 en Degotalls es buen ejemplo de ello. Un desprendimiento de cerca de 900 m³ ocurrió poco después de las 13:45. Cortó completamente la carretera entre el paso de un coche y de un autocar. Afortunadamente no alcanzó ningún vehículo ni persona transeúnte, pero también cortó la línea del cremallera con graves daños en la supraestructura (Figura 2).



Figura 2. Pared de Degotalls norte (a) origen del desprendimiento de 2008, y sus efectos sobre la carretera y aparcamiento (b) y ferrocarril cremallera (c).

Al quedar inhabilitados los accesos terrestres quedaba solo el teleférico de 1931 y muy limitada capacidad, factor por el cual solo contribuye con un 10% del total de acceso de visitantes. Se tuvo que evacuar las 1800 personas bloqueadas al recinto del santuario mediante su cabina de 28 plazas, operativo que se no se completó hasta las 21:30 (López-Camps, 2009). Pero la normalidad no era inminente, al contrario, se precisó de obras de emergencia de saneamiento y consolidación provisional para una reapertura del paso provisional regulado el 5 de enero, que permitió el inicio de la retirada de los vehículos bloqueados (213 coches y 7 buses). A medida que se completaban fases de obras de protección (estabilización y barreras dinámicas) se pudo abrir un paso parcial los fines de semana a partir del 14 de febrero, y no fue hasta el 13 de marzo que se pudo restablecer el servicio del ferrocarril y el 27 de marzo que se restableció el paso sin restricciones y con pavimento renovado en la carretera. A pesar de la suerte que un evento de esta magnitud ocurrido en pleno de día de actividad no causase víctimas, se lamentó todo el resto del año 2008 la distorsión que causó a la organización de actividades, el rendimiento económico en el sector turístico, de productos agroalimentarios locales, etc. Vemos así como la ladera de Degotalls y adyacentes representan una sección crítica en cuanto al riesgo indirecto sobre el conjunto de la accesibilidad al santuario, ya que en este tramo de unos 1.2 km de longitud discurren en paralelo la carretera/aparcamiento y el ferrocarril (Janeras *et al.*, 2013). Este episodio puso de manifiesto la importancia de la identificación de la sección crítica a escala global del riesgo en la accesibilidad, más allá de una u otra infraestructura de transporte (Palau *et al.*, 2011).

4. ACCIÓN PREVENTIVA VERSUS REACTIVA

La actuación inicial en la pared de Degotalls nació con carácter reactivo y local, como corresponde a una fase de emergencia. Y vimos que la protección pasiva construida a raíz del evento de 2007 se perdió casi por completo con el evento de 2008 por no completar a tiempo la fase de estabilización. Pero no debemos concluir que toda mitigación de riesgos se sitúe siempre en un plano de urgencia. Al contrario, la planificación secuencial es un buen aliado para la gestión de riesgos a largo plazo. En este sentido, la estrategia de FGC (Ferrocarrils de la Generalitat de Catalunya) en el Cremallera ha resultado exitosa. Se realizó una intensa labor de protección previa a la construcción del ferrocarril, y una mejora progresiva de la seguridad durante los primeros 10 años de explotación, con una inversión total de más de 4 M€ a partes iguales. Resultó una reducción substancial de la peligrosidad, si bien con inevitable riesgo residual a gestionar (Janeras *et al.*, 2013). A tal efecto el ICGC desarrolla la labor de seguimiento geológico y geotécnico en la red de FGC (Santana *et al.*, 2017), que se basa en un catálogo de los focos de peligrosidad y unas inspecciones periódicas como base de observación que se puede complementar con el monitoreo que veremos más adelante. Adoptando una visión cíclica de la gestión del riesgo (Buxó *et al.*, 2017), pretendemos aprender de los eventos ocurridos, para evitar que en nuevos ciclos provoquen catástrofes, aun siendo eventos de gran magnitud, sino que los podamos reconducir a la escala de incidentes. Así, la acción reactiva debe concatenarse con la preventiva, filosofía incorporada en el PMRGM. Este plan de mitigación se complementa con un plan de emergencia específico de Montserrat (PEMONT) vigente desde 2009, que contempla la situación de riesgos geológicos.

Lo que se vio en Degotalls se asumió que podía darse a lo largo del resto de aparcamiento, y en general del macizo. Así, se promovió una obra que completó la protección del conjunto de Degotalls norte y este, que representa el 40% de extensión del aparcamiento, y en el PMRGM se está completando por fases sucesivas. Este caso nos permite comparar acciones reactivas y preventivas en distintos aspectos, uno de ellos el económico. El importe global de la intervención (PEC sin IVA) por metro lineal de parquin ha variado en las obras de emergencia (saneamiento, protecciones provisionales, reconstrucción y barreras) entre los 5 k€ de 2007 y los 11 k€ de 2008-09, que también incluye la estabilización en la pared. En cambio, la obra preventiva en la zona adyacente, aunque con solución aligerada para pared y barreras, en 2010 se situaba por encima de los 2 k€. Por el contrario, en la situación post evento se facilita mucho el saneamiento que procura un periodo de seguridad a bajo coste.

5. LA COMPLEJIDAD DE LAS OBRAS EN PAREDES INACCESSIBLES

Precisamente el saneamiento en la pared de Degotalls mediante voladuras en 2007 es un ejemplo de la dificultad de ejecución de obras en grandes paredes en entorno natural. La inaccesibilidad para la maquinaria convencional nos restringe a unas labores muy manuales mediante técnicas de trabajos verticales y maquinaria muy ligera y limitada. Frente a taludes de infraestructuras, agrava la situación la imposibilidad de medios convencionales de elevación de cargas, y resulta imprescindible el uso intensivo del helicóptero para el izado de cargas (Figura 3). En este punto hay que destacar el alto grado de especialización de distintas empresas del sector de la geotecnia vertical, lo que ha permitido abordar obras de consolidación intensiva en la pared de Degotalls. Se han ejecutado anclajes de barra de hasta 1000 kN de carga de rotura y 18 m de longitud, ya sea en tramos empalmables suministrados por el helicóptero en una cesta, o enteros posicionados directamente por el helicóptero. De las obras de Degotalls se extrajo valiosa experiencia para obras de este tipo en grandes paredes.



Figura 3. Perforación de anclajes de barra de acero en la pared de Degotalls, con secciones desplomadas.

6. LOS LÍMITES DE LA PROTECCIÓN ESTRUCTURAL

A pesar de abordar medidas de protección complejas en su concepción y ejecución, la peligrosidad no puede anularse. El término mitigación del riesgo adquiere todo su sentido de la minimización del riesgo a niveles asumibles para los gestores del espacio. Por un lado, el Patronat de la Muntanya de Montserrat (PMM) es el organismo rector del espacio público, incluido el parque natural y además gestiona el aparcamiento de vehículos del santuario. Por otro lado, FGC es el titular del ferrocarril cremallera y los funiculares. Ambos organismos

están especialmente sensibilizados y activos en la mitigación del riesgo geológico. En la accesibilidad al santuario, de la cual Degotalls es una sección referente, se ha analizado las alternativas de protección estructural y se ha desarrollado una estrategia combinada. Como protección sistemática y continua aplicamos las barreras dinámicas para detención de la caída de rocas más frecuentes y de magnitud limitada pero, debido al perfil de la ladera y la elevada energía y altura de rebote, presentan un límite de protección evidente. Las combinamos con la estabilización en la pared mediante anclaje de tipo perno, membranas metálicas ancladas o recalces de hormigón. Pero ésta resulta una acción muy localizada frente a la extensión de las paredes, y muy costosa frente a algunos bloques potencialmente inestables de gran magnitud. Las vías de comunicación ganan el desnivel de la montaña en grandes diagonales, de modo que presentan una exposición prácticamente en toda su longitud. Eso invalida las galerías de cubierta que son de coste unitario muy elevado al nivel de dimensionamiento exigido. Los diques de tierra podrían ofrecer una mayor capacidad de retención, pero como las infraestructuras a proteger discurren por la zona de tránsito en laderas de fuerte pendiente e incluso al pie de paredes notables, no resulta un encaje favorable de estas soluciones, como sí podría ser al pie de monte. Los límites de la protección estructural, en sus distintas tipologías alternativas, y la evidencia de un riesgo residual para eventos de magnitud notable exigen ampliar las estrategias de mitigación más allá de las protecciones fijas. Nos resultaría de gran utilidad avanzar hacia la predicción temporal de la peligrosidad. En los desprendimientos, no se observa una correlación biunívoca con agentes meteorológicos desencadenantes. En cambio, los aprendizajes en la pared de Degotalls han abierto un camino hacia la predicción de los desprendimientos en base a indicios precursores, que se presentan a continuación. En el PMRGM se ha establecido una estrategia de monitoreo para el análisis de la estabilidad (Buxó *et al.*, 2017).

7. LOS DESPRENDIMIENTOS PRECURSORES

En el reconocimiento del terreno, las cicatrices en la zona de salida, trazas de trayectorias y bloques caídos depositados en la ladera determinando la zona de llegada son indicios que permiten valorar la distribución espacial de la peligrosidad y en particular del grado de actividad de desprendimientos. Las fuentes documentales, de encuesta o de observación directa detallan cada evento particular y proporcionan datos adicionales acerca de la distribución temporal de esta actividad. En este análisis de la peligrosidad, los eventos observados recientes tienen un valor adicional: nos pueden estar indicando el estado transitorio en un punto concreto del macizo. En la serie de desprendimientos en la pared de Degotalls de 2001, 2007 y 2008 observamos un ejemplo interesante de progreso de rotura y fallo sucesivo en magnitud creciente (Figura 4) que podemos interpretar como una secuencia de desprendimientos precursores o premonitorios dentro del contexto estructural del macizo. Los desprendimientos asociados pueden ser un buen indicio a corto plazo, al que siempre prestar atención. Aunque pueden no darse, a mayor magnitud de rotura, parece más probable este efecto.

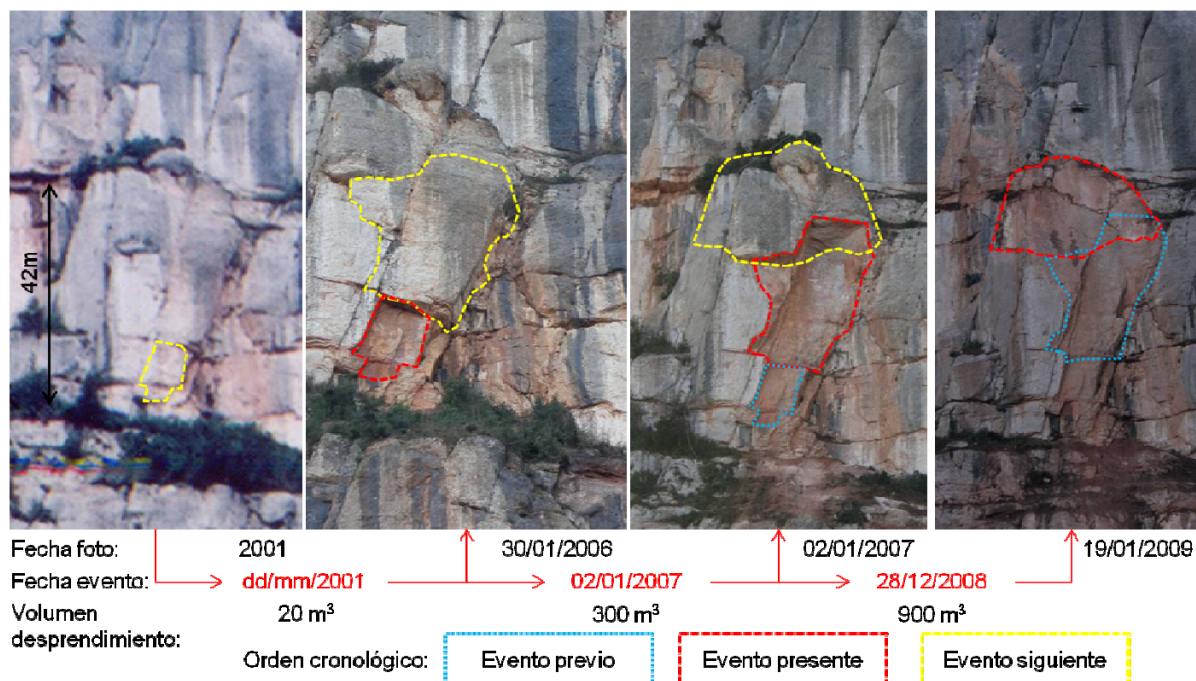


Figura 4. Interpretación de la progresión de una misma rotura que generó distintos eventos en Degotalls.

8. LOS DESPLAZAMIENTOS PRECURSORES

Complementariamente a la mirada al registro de indicios del pasado, en el reconocimiento de terreno también se identifican las masas potencialmente inestables en las paredes, tanto para validar escenarios de peligrosidad que se puedan asumir de forma difusa en toda la pared, como para detectar masas singulares que puedan conllevar un peligro local específico. La identificación de masas potencialmente inestables se basa en una interpretación visual del macizo rocoso: de su disposición estructural que permita localmente un mecanismo cinemático de rotura. El reto sigue siendo valorar el grado de estabilidad de estos grandes bloques, ya que desconocemos las condiciones de capacidad resistente en sus juntas ocultas y no existen métodos para su prospección no invasiva. Recurrimos entonces a un conjunto de interpretaciones indirectas acerca del posible estado de las juntas de discontinuidad en profundidad (Gallach, 2012). En el entorno del monasterio se inventariaron hasta 61 masas singulares que se priorizaron por interpretación visual para su estabilización o monitoreo (Janeras *et al.*, 2016). En esta línea, la inspección en helicóptero de la pared después del evento de 2007 en Degotalls destacó distintos bloques en la pared, como el bloque que se cita más adelante, con indicios visuales de apertura de juntas pero que no se desprendieron posteriormente. Vimos que nos faltaba conocer la evolución temporal de estos indicios mediante monitoreo con distintas técnicas, incluyendo el láser escáner terrestre (TLS), con la esperanza de poder detectar desplazamientos en la preparación de roturas mayores, aún siendo un macizo de elevada rigidez (Janeras *et al.*, 2015). La pared de Degotalls nos proporciona un

ejemplo de eso. El 4/11/2011 se produce un desprendimiento de un bloque (A) que causa daños ligeros al camino peatonal y es detenido por la barrera dinámica. En la siguiente campaña de TLS se puede localizar el origen cubicar en unos 0.98 m^3 . A partir de entonces, el bloque adyacente (B) de dimensiones más reducidas que no se desprendió ha ido acumulando desplazamiento, tal como se ha medido con el seguimiento mediante TLS (Figura 5).

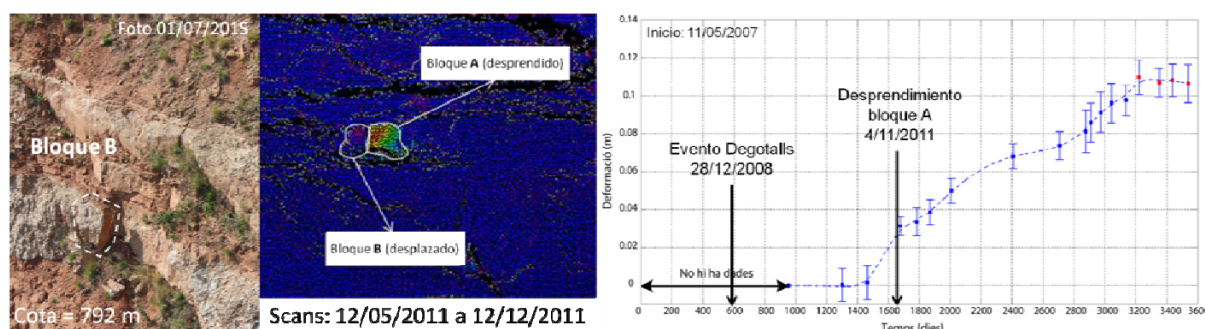


Figura 5. Desprendimiento del bloque A y movimiento posterior del bloque B adyacente en la pared de Degotalls norte, en la zona de impacto del evento de 2008. Resultados obtenidos mediante campañas TLS (Royán, 2015 y Janeras *et al.*, 2017).

9. LA VARIABILIDAD ESPACIAL Y TEMPORAL DE LA PELIGROSIDAD

Las primeras pruebas de monitoreo mediante TLS (o LiDAR terrestre) que hemos citado empezaron justamente en la pared de Degotalls en mayo de 2007 por parte del equipo RiskNat de la Universidad de Barcelona, y hasta la final de 2016 se han realizado un total de 20 campañas. Este registro singular ha permitido valorar la actividad de desprendimientos incluso para magnitudes muy reducidas (a partir de 0.001 m^3). Además, de la misma nube de puntos LiDAR se puede obtener el cubicaje de los desprendimientos y ajustar curvas de magnitud – frecuencia para la valoración de la peligrosidad (Royán *et al.*, 2016). En Degotalls, por un lado se observa variabilidad espacial de la actividad entre capas de conglomerado con mayor o menor frecuencia de caída de baja magnitud, según diferencias geomecánicas de densidad de diaclasado. Por otro lado, se observa alguna variación temporal con influencia de episodios desfavorables, pero falta frecuencia de muestreo para analizar ciclos estacionales. En este sentido, los grandes desprendimientos ocurridos los últimos años en la ladera norte dónde se ubica la pared de Degotalls se han concentrado en invierno, que podría remarcar la helada como actor desencadenante. Actualmente se ha extendido este monitoreo hasta 10 emplazamientos distintos de la montaña para profundizar en esta variabilidad espacial y temporal.

10. LOS MECANISMOS DE MOVILIZACIÓN DEL REFUERZO

La auscultación mediante TLS también nos ha aportado valiosas observaciones sobre un bloque que ha sufrido una historia reciente ajetreada. Se trata del bloque 2, que en la

inspección mediante helicóptero post-evento 2007 se inventarió como prioritario de intervención por su configuración como placa separada de la pared y descalzada. Durante las tareas de saneamiento se realizó una voladura (14/02/2007) por su aspecto de equilibrio precario que consiguió solo una demolición parcial. Durante la obra post-evento 2008 este bloque, del cual se había desprendido un fragmento adyacente, fue un objetivo prioritario de estabilización (febrero-abril de 2009) consistente en una malla de cable de acero anclada perimetralmente. En la 2a campaña de TLS (18/12/2009) se observa un desplazamiento del bloque de unos 2 cm respecto a la nube de puntos inicial (11/05/2007) que desconocemos en qué momento se produjo, o si se acumuló progresivamente en este periodo de 31 meses. Las campañas sucesivas muestran un comportamiento oscilatorio a modo de respiración, para las que falta comprobar si responde a un patrón estacional u otro (Figura 6).

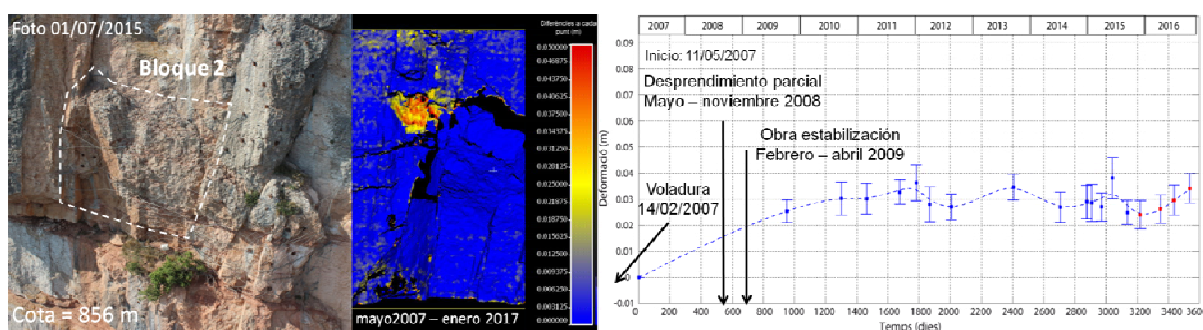


Figura 6. Desprendimiento del bloque 2 en aparente modo de “respiración” dentro de la malla de contención, según el monitoreo mediante campañas TLS (Royán, 2015 y Janeras *et al.*, 2017).

Este comportamiento es plenamente compatible con la forma de estabilización del bloque, ya que las membranas flexibles tienen un carácter pasivo, que aportan esfuerzo estabilizador en la medida que son solicitadas por el movimiento del propio bloque, en un modo equivalente a las curvas de convergencia – sostenimiento de túneles. Como han mostrado ensayos en membranas flexibles (Majoral *et al.*, 2013), el bloque 2 puede tener cierto grado de libertad de movimiento dentro la malla y es su desplazamiento lo que moviliza la reacción de contención. Es en este mismo sentido que las incertidumbres en la apertura de las discontinuidades posteriores no nos invitan a hacer anclajes activos, por desconocer cómo puede alterar su distribución interna de tensiones. Como la deformabilidad no es un limitante en toda la pared hemos adoptado estabilización pasiva con pernos no pretensados.

11. EL VALOR DE LA OBSERVACIÓN DE LA DINÁMICA

Como se ha visto, en el PMRGM se ha apostado por la auscultación para una mejor comprensión de la fase estática de preparación del desprendimiento. La incertidumbre que hemos manifestado en la mecánica de la primera fase, también está presente en la segunda fase: la dinámica de caída de rocas por la ladera. En este aspecto resulta de gran interés filmar con el mejor detalle posible los desprendimientos provocados o controlados, para poder analizarlos y mejorar la comprensión de la dinámica de caída de rocas (Gili *et al.*, 2016).

Estos ejemplos tienen un gran valor para la calibración de cálculos de trayectorias y modelos. En los saneamientos mediante voladuras y gatos hidráulicos de 2007 en la pared de Degotalls se realizaron algunas filmaciones en el seguimiento de las obras de emergencia sin prestaciones métricas, pero por lo menos con el valor cualitativo de mostrar el comportamiento real de esta dinámica. Se pudo observar desde la disgregación en el vuelco inicial del bloque, la fragmentación por impacto, al desarrollo de la máxima velocidad y altura de rebote, etc (Figura 7). La pared de Degotalls también ha sido escenario de un ensayo poco convencional: registrar y analizar la señal sísmica inducida por la caída de rocas (Vilajosana *et al.*, 2010), aunque, al ser con una voladura correspondió más bien a una avalancha de rocas escalada a un volumen total reducido respecto a lo que entendemos normalmente como tal en roturas masivas.

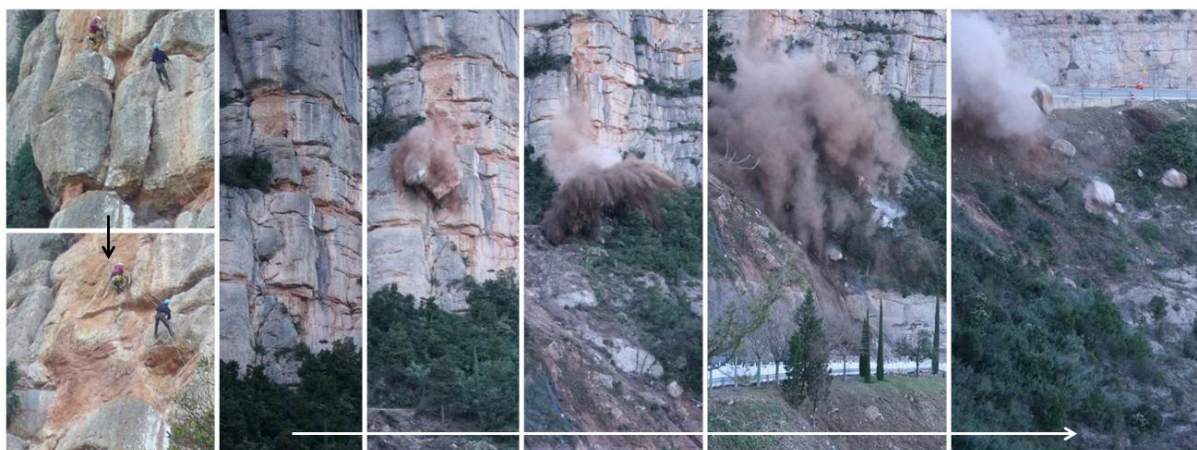


Figura 7. Fotogramas de la filmación del saneamiento del bloque 7 (75 t de masa) en la pared de Degotalls este, mediante gato hidráulico manual el 30/01/2007.

Por otra parte, en los desprendimientos naturales hemos podido observar y medir el alcance de propagación expresado en el término simple de ángulo de alcance. A pesar de su elevada magnitud, en los eventos de Degotalls hemos observado un ángulo de alcance de $36 - 37^\circ$ que atribuimos al tipo de terreno canalizado que domina. Por el contrario, en pequeños desprendimientos cercanos en terreno abierto se ha medido un ángulo de alcance de 31° , similar al observado para grandes bloques en la ladera sur de morfología abierta (Margalef, 2008). Afortunadamente, este comportamiento en terreno canalizado limita la susceptibilidad de alcance hacia las zonas habitadas de las poblaciones del pie de la montaña (Carmona, 2015).

12. CONCLUSIONES

En conclusión, la pared de Degotalls y lo que allá ha ocurrido durante los últimos 10 años ha significado un punto de inflexión a nivel de gestión del riesgo geológico en Montserrat, pero también en un entorno más amplio, abriendo puertas a nuevas consideraciones sobre esta problemática. Lo hemos presentado en 10 aspectos de aprendizaje, en los cuales

siempre ha tenido su significativa aportación la pared de Degotalls. En conjunto, resulta un ejemplo de nuestro trabajo en el ICGC: observar y medir para recopilar datos, que estructuramos en información a difundir, para generar y aplicar conocimiento.

AGRADECIMIENTOS

Los trabajos en Degotalls han derivado en el PMRGM, promovido por el Patronat de la Muntanya de Montserrat y que sustentan la investigación para un mejor conocimiento de los desprendimientos de rocas en Montserrat. Agradecemos la confianza que nos manifiesta el patronato y la comunidad monástica. Y en particular tenemos un entrañable recuerdo para Lluís Baciero, quien con sus observaciones de campo contribuyó a sembrar la intuición de los indicios premonitorios en Montserrat. Así mismo, muchos compañeros del ICGC han contribuido en el desarrollo de las tareas del plan vigente o en los proyectos precedentes, y han dedicado su oficio en algún momento a la pared de Degotalls: Pere Buxó, Marcel Barberà, Ferran López, Elisabet Prat, Héctor Rodríguez, Judit Pons, Guillem Domènech, Jordi Ripoll, José Antonio Jara, Toni Marcè, Àlex Elvira, Joan Palau, Pere Martínez, Antoni Roca. A todos ellos, muchas gracias. También es preciso recordar el personal de empresas que han ejecutado obras en Degotalls (sobretudo Inaccés y Helitranspyrenees) con una pericia sin precedentes y con especial mención de Ricard Oliveras y Víctor Marín.

REFERENCIAS

- Blanch, X., 2016. *Anàlisi estructural i detecció de desprendiments rocosos a partir de dades LiDAR a la Muntanya de Montserrat*. Degree Thesis, Universitat de Barcelona & Universitat Politècnica de Catalunya.
- Buxó, P., Janeras, M., Domènech, G., Pons, J., Prat, E., López, F., 2017. Development of a Rockfall Risk Mitigation Plan in the Montserrat Massif (Central Catalonia, Spain). In: Mikos et al. (Editors), *Advancing Culture of Living with Landslides*. Springer, Ljubljana, *in press*.
- Carmona, A., 2015. *Sectorización y zonificación de la peligrosidad por caída de rocas, aplicación en Montserrat*. Master Thesis, Universitat de Barcelona.
- Fontquerni, S., Vilaplana, J.M., Guinau, M., Royán, M.J., 2013. Exposición a los desprendimientos de roca en Montserrat. In: E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Editors) *VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Palma de Mallorca, pp. 554-565.
- Gallach, X., 2012. *Estudi de susceptibilitat de caiguda de roques a la paret del monestir de Montserrat a partir de la inspecció d'indicadors d'inestabilitat i anàlisi SIG*. Master Thesis, Universitat de Barcelona & Universitat Autònoma de Barcelona.
- Gili, J.A., Ruiz-Carulla, R., Matas, G., Corominas, J., Lantada, N., Núñez, M.A., Mavrouli, O., Buil, F., Moya, J., Prades, A., Moreno, S., 2016. Experimental study on rockfall fragmentation: in situ test design and first results. *International Symposium on Landslides*, Napoli.
- Janeras, M., Palau, J., Prat, E., Pons, J., Rodríguez, H., Martínez, P., Comellas, J., 2013. Valoración de 10 años de mitigación del riesgo de caída de rocas en el Cremallera de Montserrat. In: E. Alonso, J. Corominas, M. Hürlimann (Editors) *VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Palma de Mallorca, pp. 624-635.
- Janeras, M., Jara, J.A., López, F., Marturià, J., Royán, M.J., Vilaplana, J.M., Aguasca, A., Fàbregas, X., Cabranes, F., Gili, J.A., 2015. Using several monitoring techniques to measure the rock mass

- deformation in the Montserrat Massif. *International Symposium on Geohazards and Geomechanics ISGG 2015*, IOP Conf. Series: *Earth and Environmental Science* 26 (2015) 012030, DOI:10.1088/1755-1315/26/1/012030.
- Janeras, M., Jara, J.A., López, F., Marcè, A., Carbonell, T., Elvira, A., 2016. Development of a wireless sensor network for rock mass deformation monitoring in the Montserrat Massif. *3rd RSS International Symposium on Rock Slope Stability*, Lyon, pp. 131-132.
- Janeras, M., Jara, J.A., Royán, M.J., Vilaplana, J.M., Aguasca, A., Fàbregas, X., Gili, J.A., Buxó, P., 2017. Multi-technique approach to rockfall monitoring in the Montserrat massif (Catalonia, NE Spain). *Engineering Geology*, 219, pp. 4–20, DOI:10.1016/j.enggeo.2016.12.010.
- López-Camps, J., 2009. Crònica d'una esllavissada. Butlletí del Santuari de Montserrat, 83.
- Majoral, R., Valdés, J.L., Eseverri, A., Giacchetti, G., 2013. ¿Por qué calcular sólo a rotura? Estado límite de servicio = deformación máxima admisible – software BIOS. In: E. Alonso, J. Corominas, M. Hürlimann (Editors) *VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Palma de Mallorca, pp. 290-301.
- Margalef, A., 2008. *Anàlisi d'un mètode d'ajuda a la cartografia regional de perillositat en base a l'angle d'abast de desprendiments*. Master Thesis, Universitat de Barcelona.
- Palau, J., Janeras, M., Prat, E., Pons, J., Ripoll, J., Martínez, P., Comellas, J., 2011. Preliminary assessment of rockfall risk mitigation in the access infrastructures to Montserrat. In: Margottini et al. (Editors), *Landslide Science and Practice*, vol. 6. DOI: 10.1007/978-3-642-31319-6_35, Springer, Roma, 255-261.
- Requena, G., 2010. *Caracterització de les zones de sortida de desprendiments de la paret de Degotalls (Montserrat)*. Degree Thesis, Universitat de Barcelona & Universitat Politècnica de Catalunya.
- Royán, M.J., 2015. *Caracterización y predicción de desprendimientos de rocas mediante LiDAR terrestre*. PhD Thesis, Universitat de Barcelona.
- Royán, M.J., Vilaplana, J.M., Janeras, M., Abellán, A., 2016. Detección e inventario de desprendimientos de rocas mediante el seguimiento con LiDAR Terrestre en la Montaña de Montserrat. *XIV Reunión Nacional de Geomorfología*, Málaga.
- Santana, D., Pons, J., Rodríguez, H., Prat, E., López, F., Janeras, M., Buxó, P., Comellas, J., Ferré A., Paret D., 2017. Plataforma on-line para el seguimiento geológico y geotécnico de la red ferroviaria de FGC. In: E. Alonso, J. Corominas, M. Hürlimann (Editors) *IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Santander, *in press*.
- Soler, M. E., Kornus, W., Magariños A., Pla, M., 2016. Analyzing RCD30 Oblique performance in a production environment. In: *The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, Prague, Volume XLI-B3, pp. 99-105.
- Vilajosana, I., Suriñach, E., Abellán, A., Khazaradze, G., Garcia, D., Llosa, J., 2008. Rockfall induced seismic signals: case study in Montserrat, Catalonia. *Natural Hazards and Earth System Science*, 8(4), pp. 805–812, DOI: 10.5194/nhess-8-805-2008.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y MEDIDAS CORRECTORAS EN LOS TALUDES DE LA VÍA CAHUAJÍ - COTALÓ (ECUADOR)

Francisco J. TORRIJO*, Julio GARZÓN-ROCA*, Julio COMPANYY*, Nelson ARIAS[†] y Vicente CAPA[§]

* Departamento de Ingeniería del Terreno
Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Valencia

[†] Carrera de Geología
Facultad de Ingeniería en Geología, Minas, Petróleos y Ambiental
Universidad Central del Ecuador

[§] Departamento de Ingeniería de la Construcción
Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Valencia

RESUMEN

Debido a los fenómenos eruptivos del volcán Tungurahua, la vía que une las ciudades de Riobamba y Baños (Ecuador), cuyo trazado bordea el flanco derecho del valle del río Chambo, se ha visto seriamente afectada debido a los flujos emanados por el volcán, como consecuencia ha desaparecido tramos de la carretera con la consecuentes pérdida para las comunidades que utilizaban esa vía.

Bajo estas consideraciones, el Ministerio de Obras Públicas contrató la construcción de una vía nueva que reemplace a la anterior y que no sufra en su trazado el embate de los flujos del volcán Tungurahua, la misma que se encuentra actualmente en construcción y tiene una longitud de 26 Km, de los cuales están ejecutados 18 Km. La vía parte desde Cahuají y se empata a la carretera Ambato Baños a la altura del Km. 25.

En el presente trabajo se determina el comportamiento en las condiciones actuales de los taludes de la vía Cahuají – Pillate - Cotaló (Ambato- Baños, Ecuador) en el tramo correspondiente a las abscisas 3+200 hasta 7+600, realizar una identificación de sitios críticos en los que puede producirse movimientos dinámicos, principalmente deslizamiento y erosión, que puedan causar afecciones durante la construcción de las obras y en la fase de operación del proyecto.

Para llevar a cabo dichos análisis se trabajó mediante modelos de equilibrio límite y modelos numéricos validando dichos cálculos con retroanálisis de algunos taludes que habían sufrido problemas. Posteriormente se plantearon diversas obras de contención, protección y estabilización de los desmontes que están realizándose actualmente.

1. INTRODUCCIÓN

Debido a los fenómenos eruptivos del volcán Tungurahua, la vía que une las ciudades de Riobamba y Baños (Ecuador), cuyo trazado bordea el flanco derecho del valle del río Chambo, se ve seriamente afectada debido a los flujos emanados por el volcán, como consecuencia desaparecen de manera periódica tramos de la carretera con la consecuentes pérdida para las comunidades que utilizaban esa vía. Bajo estas consideraciones, el Ministerio de Obras Públicas contrató la construcción de una vía nueva que reemplace a la anterior y que no sufra en su trazado el embate de los flujos del volcán Tungurahua, la misma tiene una longitud de 26 Km y parte desde Cahuají y conecta con la carretera Ambato-Baños a la altura del Km. 25. El presente estudio tuvo como objetivo determinar el comportamiento de los taludes de la vía Cahuají – Pillate - Cotaló (Ambato-Baños) en el tramo correspondiente a las abscisas 3+200 hasta 7+600, realizar una identificación de sitios críticos en los que podía producirse movimientos dinámicos, principalmente deslizamiento y erosión, que pudieran causar afecciones durante la construcción de las obras y en la fase de operación del proyecto.

2. METODOLOGÍA

El trabajo se artículo en varias etapas que detallamos a continuación:

- Primera etapa: Conceptualización del Proyecto. Aquí básicamente se llevaron a cabo dos fases bien diferenciadas que fueron la recopilación y análisis de la información previa y la inspección geológico-geotécnica preliminar.
- Segunda etapa: Caracterización geológico-geotécnica. Luego de cumplidas las actividades que anteceden, se realizó la ubicación y delimitación de zonas inestables, las caracterizaciones geológica y geotécnica, así como la descripción detallada en el tramo de vía construido, entre las abscisas 3+200 hasta 7+600.
- Tercera etapa: Análisis de las inestabilidades y propuestas de estabilización-mitigación. En esta fase se elaboraron los siguientes apartados:
 - o Caracterización geológico-geotécnica de cada talud aplicando parámetros de campo, parámetros de sismicidad, ensayos de laboratorio, y un debido procesamiento de la información técnica.
 - o Ubicación y delimitación de zonas inestables a lo largo de la vía construida
 - o Estudio de estabilidad de los taludes aplicando para materiales tipo suelo, roturas circulares basadas en un criterio de rotura clásico del tipo Mohr-Coulomb (MC), combinado con un criterio de rotura tipo Hoek y Brown Generalizado (GHB) para los materiales rocosos. Para ello se utilizó el programa Slide 6.009 de la casa Rocscience Inc.
 - o Además también se estudiaron las roturas puntuales en los materiales rocosos, tanto planares como cuneiformes usando los programas de ordenador Dips 5.1, Swedge 4.0 y RocPlane 2.0 de la casa Rocscience Inc.

3. LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El presente estudio se encuentra ubicado en la Provincia de Chimborazo y Tungurahua (Ecuador), localizado en el flanco izquierdo del valle del río Chambo. El total de la vía inicia en el sector denominado Cahuají y conecta con la carretera Ambato - Baños en el punto conocido con el nombre de El Chaupi (Figura 1).



Figura 1. Ubicación de la zona de estudio el estudio.

4. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA

4.1. GEOMORFOLOGÍA

El área de estudio presenta principalmente coluviones, relieves colinados y montañosos. Estos coluviones han sido constituidos por deslizamientos en la zona, principalmente ocurridos en los flancos de las laderas, hacia la margen izquierda del Río Chambo, formando depósitos heterogéneos con bloques angulares a subangulares en una matriz arenosa. Por su parte, los Relieves Colinados (Figura 2) se encuentran distribuidos en la parte Norte de la zona, conformados por depósitos volcánicos, con una intensidad de drenajes baja y los Relieves Montañosos (Figura 2) se encuentran expuestos a lo largo de la zona de estudio, se caracteriza por presentar cimas de crestas agudas y laderas moderadas, abruptas y abruptas, con pendientes entre 40° a 60° de inclinación

aproximadamente.



Figura 2. Aspecto de la zona de estudio. A la izquierda se muestran los relieves montañosos y a la derecha los relieves colinados.

4.2. HIDROLOGÍA

La zona de estudio está regida a un sistema principal de drenaje correspondientes a una parte de las cuencas hidrográficas de los ríos Chambo y Patate (Figura 3), al cual confluye en drenajes menores representados por las quebradas Guilles (PK 0+470) y Santo Domingo (PK 3+100).



Figura 3. Vista del río Chambo en la zona de estudio.

4.3. GEOLOGÍA GENERAL DE LA ZONA

Los materiales presentes en la zona son los siguientes (Figura 4):

- *Depósitos Coluviales (Qc)*. Se trata de depósitos superficiales de ladera y de pie de talud, que han sufrido poco transporte, son muy heterogéneos, dependiendo de la zona y el fenómeno inestable que les dio origen. Se componen de mezclas heterogéneas de bloques y fragmentos angulares y subangulares en matriz fina arenosa o limosa.
- *Cangagua (Pc)*. Son depósitos no estratificados, parcialmente consolidados, compuestos de ceniza de grano fino a medio de color café a amarillento; que se ha depositado sobre los rasgos de la superficie que implica una edad reciente. No sobrepasa lo 20m de espesor.
- *Ceniza del Tungurahua (PT')*. Está ocupando parte de los flancos del volcán Tungurahua, que son delgadas capas de ceniza volcánica joven.
- *Volcánicos del Tungurahua (PT')*. Estas rocas forman la gran parte del volcán Tungurahua. Las lavas más antiguas son andesitas porfíricas y las más jóvenes son predominantemente basálticas.
- *Rocas volcánicas del Igualata (PLi)*. El material piroclástico es el producto más común que varía de una toba fina a toba de grano grueso; localmente se encuentran flujos de lavas andesíticas.

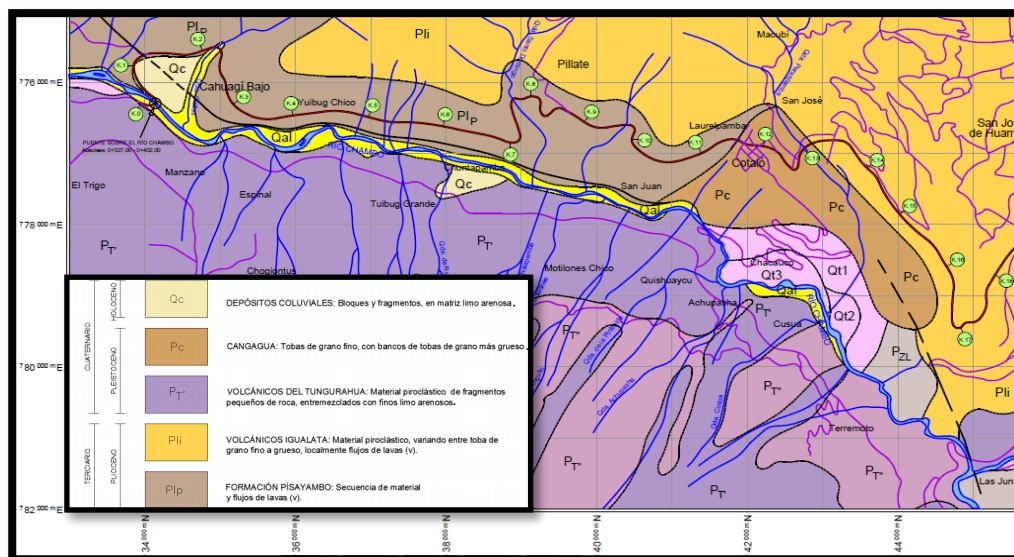


Figura 4. Mapa Geológico Regional de la zona de estudio (Lascano, 2013).

5. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

5.1. RECONOCIMIENTO DE LOS TALUDES

Los taludes de estudio se los ha descrito y analizado en campo mediante la utilización de relieves geo-estructurales, un modelo de los mismos se muestra en la Figura 5.

FECHA:		14/04/2014		RESPONSABLE	
CÓDIGO DEL AFLORAMIENTO:		AR-7		A.E - C.C - G.J	
UBICACIÓN:		Via Cahuaji			
COORDENADAS:		N	9837229	Cota:	2638
	E	776265		Abcisa:	5+800
				RUMBO DEL AFLORAMIENTO	N5°
					76

GRÁFICO				

Dimensiones de los Bloques				TILT TEST			
Tamaño del Bloque	Largo (m)	Ancho (m)	Espesor (m)				
Mínimo	0,30	0,20	0,10				
Medio	0,60	0,40	0,20				
Máximo	0,80	0,50	0,30				

DESCRIPCIÓN	
<p>Afloramiento con una potencia de 18m de alto de color gris rojizo, consta de un flujo lávico de composición andesítico, muy fracturada y se presenta de forma calcica, presencia de bloques sueltos y colgados con bloques mayores a 50cm en un 5%, se encuentra con meteorización baja en superficie, además se evidencia calcinación en sectores. Datos estructurales: 18/59, 79/63, 130/79, 135/75, 127/50, 129/56, 19/80, 215/32, 259/84, 235/37</p>	

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>	
<p>SURFACE CONDITIONS</p> <p>VERY GOOD: Very rough, fresh unweathered surfaces</p> <p>GOOD: Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p> <p>FAIR: Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p>POOR: Stippled, highly weathered surfaces with compact coatings or flings or angular fragments</p> <p>VERY POOR: Stippled, highly weathered surfaces with soft clay coatings or flings</p>	<p>STRUCTURE</p> <p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p> <p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p> <p>VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p> <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p> <p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p> <p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>
<p>DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES</p> <p>90</p> <p>80</p> <p>70</p> <p>60</p> <p>50</p> <p>40</p> <p>30</p> <p>20</p> <p>10</p>	<p>DECREASING SURFACE QUALITY</p> <p>N/A</p> <p>N/A</p> <p>N/A</p> <p>N/A</p> <p>N/A</p> <p>N/A</p> <p>N/A</p> <p>N/A</p>

Figura 5. Modelo de ficha de relieve geo-estructural.

5.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES

Los criterios adoptados para la clasificación de los distintos grupos geotécnicos se basaron en los ensayos de laboratorio realizados, en parámetros bibliográficos, y en la división efectuada en el Proyecto Constructivo. De acuerdo con la diferenciación geológica realizada, se han definido, los siguientes materiales:

- *Depósitos piroclástico:*
 - Densidad aparente media: $\gamma = 1,49 \text{ t/m}^3$
 - Resistencia media a compresión simple: $\sigma_{ci} = 0 \text{ Kg/cm}^2$
 - Humedad: $w_n = 12,94\%$
 - Cohesión: $c' = 0 \text{ MPa}$

- Ángulo de fricción: $\phi = 33^\circ$
- *Flujo lávico:*
 - Densidad aparente media: $\gamma = 2,53 \text{ t/m}^3$
 - Resistencia media a compresión simple: $\sigma_{ci} = 855 \text{ Kg/cm}^2$
 - RQD = 30 %
 - Juntas onduladas rugosas a onduladas a lisas
 - Goteo a húmedo (pequeños rezumes).
 - Cohesión efectiva: $c' = 0 \text{ MPa}$
 - Ángulo de deslizamiento entre juntas (Tilt test): $\phi = 37^\circ$
- *Avalancha de escombros:*
 - Densidad aparente media: $\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$
 - Resistencia media a compresión simple: $\sigma_{ci} = 11,45 \text{ Kg/cm}^2$
 - Húmedo a seco
 - Cohesión efectiva: $c' = 3 \text{ kN/m}^2$
 - Ángulo de fricción: $\phi = 36^\circ$
- *Lahar:*
 - Densidad aparente media: $\gamma = 2,18 \text{ t/m}^3$
 - Resistencia media a compresión simple: $\sigma_{ci} = 15.49 \text{ Kg/cm}^2$
 - Humedad $w_n = 2\%$
 - Cohesión: $c' = 5,7 \text{ MPa}$
 - Ángulo de fricción: $\phi = 35^\circ$

5.3. ZONIFICACIÓN SÍSMICA

Se ha llevado a cabo en función de la zonificación sísmica de la “NEC-11, Capítulo 2. Peligro sísmico y requisitos de diseños sismo resistentes. Norma Ecuatoriana de la construcción 2011”. Según esta Norma, el estudio estaría ubicado en la Zona Sísmica IV con una aceleración efectiva máxima A_o (o Z con la denominación de dicha norma) de $0,40 \text{ g}$ (Figura 6).

Para el modelamiento de los taludes se utilizó un factor Z de 0.2, equivalente a la mitad de lo establecido en la zona de estudio según lo reflejado en Hynes-Griffin y Flanklin (1984).

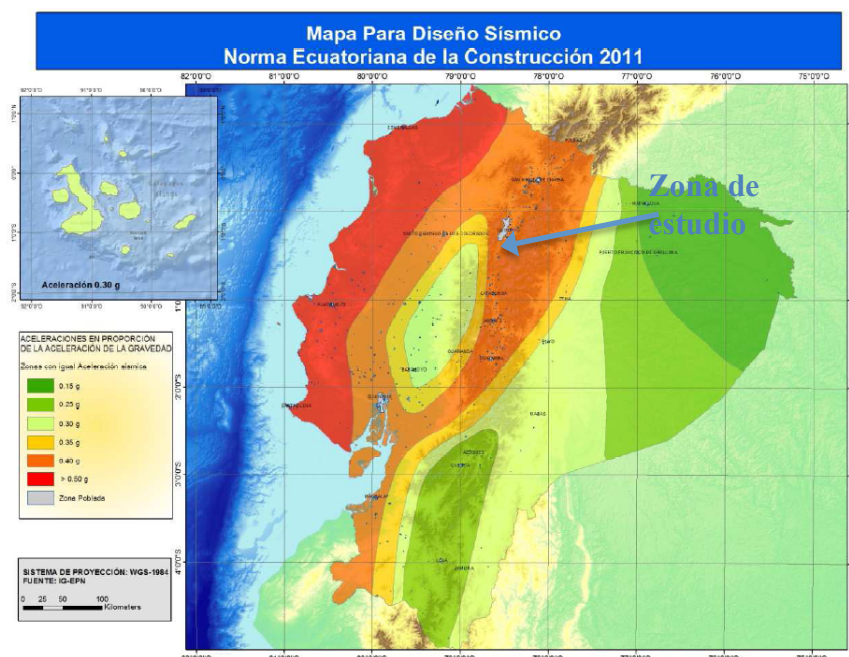


Figura 6. Mapa de zonificación del factor Z. Modificado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (2014).

6. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA LOS TRAMOS COMPRENDIDOS ENTRE LAS ABSCISAS 3+200 HASTA 7+600

6.1. GENERALIDADES

El análisis de estabilidad de los taludes se ha llevado con el apoyo informático del programa “*Slide 6.009*” de la casa “*Rocscience*”, utilizando el método de Bishop modificado (1955, 1967).

Con la información referente a las observaciones hechas en campo se realizó una caracterización de materiales, y con los resultados de los ensayos de laboratorio se calibraron los parámetros de los materiales realizando análisis retrospectivos sobre los modelos tipo y secciones en zonas de inestabilidad, demostradas a continuación para cada tramo en la vía. La Tabla 1 presenta las diferentes zonas de deslizamientos y posibles sectores de caída de bloques que pueden afectar a la vía, para cada tramo comprendido entre las abscisas 3+200 hasta 7+600, en los cuales se realizará su respectivo estudio

ABSCISA	UNIDAD GEOLÓGICA	OBSERVACIONES
3+200 - 3+550	Flujo lávico	Deslizamientos y caída de bloques
	Depósitos piroclásticos	
	Lahar	
3+550 - 3+650	Flujo lávico	Desprendimiento de bloques
3+650 - 3+900	Avalancha de escombros	Desprendimiento de bloques
3+900 - 4+290	Depósitos piroclásticos	Deslizamiento y desprendimiento de bloques
	Lahar	
	Flujo lávico	
4+290 - 4+460	Flujo lávico	Desprendimiento de bloques
	Lahar	
	Depósitos piroclásticos	
4+460 - 4+720	Lahar	Desprendimiento de bloques
4+720 - 5+000	Flujo lávico	Desprendimiento de bloques
	Lahar	
5+000 - 5+060	Flujo lávico	Desprendimiento de bloques
5+060-5+300	Lahar	Deslizamiento y caída de bloques
5+300 - 5+500	Lahar	Deslizamiento y caída de bloques
	Depósitos piroclásticos	
5+500-5+730	Depósitos piroclásticos	Desprendimiento de bloques
	Flujo Lávico	
5+730-6+100	Flujo lávico	Desprendimiento de bloques
6+100-6+440	Flujo lávico	Desprendimiento de bloques
6+440-6+660	Flujo lávico	Desprendimiento de bloques
	Lahar	
6+660-6+860	Flujo lávico	Desprendimiento de bloques
	Lahar	
	Depósitos piroclásticos	
6+860-7+140	Flujo lávico	Desprendimiento de bloques
7+140-7+600	Lahar	Deslizamientos
	Coluvial	

Tabla 1. Tramos de la zona de estudio por sectores inestables y desprendimiento de bloques.

La evaluación de los taludes se llevó a cabo de manera individualizada para cada tramo de estudio. A modo de ejemplo a continuación resumimos el estudio hecho entre las abscisas

3+900 y 4+290.

6.2. TRAMO ENTRE LA ABSCISA 3+900 Y 4+290

Coordenadas: 9835480/776216 hasta 9835696/776160.

Descripción de campo: Esta zona (4+000) consta de un deslizamiento de material de depósitos de caída, de gran espesor, se evidencia claramente la zona de escarpe, su material es poco cohesivo, consta de fragmentos de gravas y guijos de composición andesítica además de lapilli y pómez, el talud de pendiente abrupta, como se observa en la Figura 7 se puede encontrar material lavado al pie del talud. Por las características mencionadas de la zona se considera que es un sector inestable.



Figura 7. Aspecto de deslizamiento existente en la abscisa 4+000.

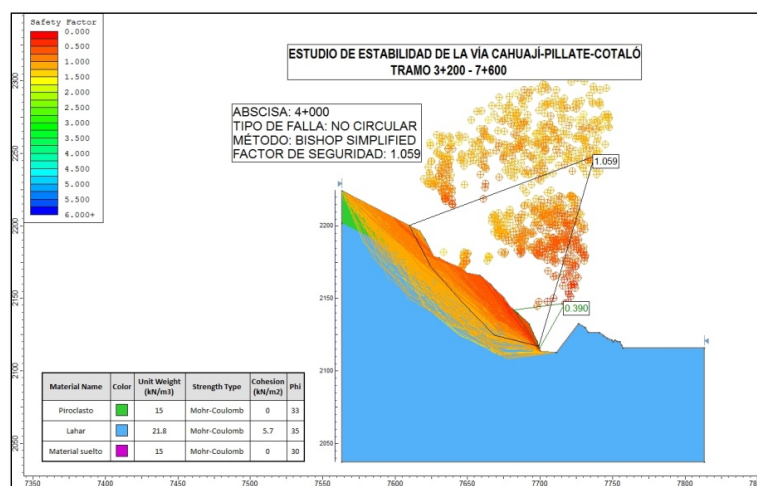


Figura 8. Resolución grafica de las superficies de rotura con factor de seguridad mínimo para el talud 4+000. Modelización realizada mediante el programa "Slide 6.009" de la casa "Rocscience".

Análisis: Como puede verse (Figura 8), se han obtenido superficies de rotura con factor de seguridad inferior que varía entre 0,390 a 1,059, el factor de seguridad más bajo se presenta en la zona de material deslizado constando la inestabilidad del material, el valor de 1,059 muestra una futura línea de falla, concerniente a la zona del depósito piroclástico por la cual se podría suscitar un nuevo deslizamiento de material, por lo que se tiene la necesidad de proceder a un refuerzo del talud para evitar futuros daños.

6.3. RESULTADOS OBTENIDOS

En la zona de estudio se tiene taludes con diferentes comportamientos, tanto roturas globales como roturas puntuales, siendo estas últimas de poca envergadura. En la Tabla 2 se muestra el resumen de los factores de seguridad mínimos obtenidos para las roturas globales, que a veces alcanzan taludes de 350 m de altura.

Abscisa	Factor de Seguridad
3+200	1,105
3+320	0,971
3+500	1,176
3+750	1,116
4+000	1,069
4+200	1,046
5+060	1,032
5+340	1,138
6+520	1,288
7+200	1,135
7+400	1,213

Tabla 2. Factores de seguridad obtenidos para deslizamientos globales en la zona de estudio.

7. MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN Y MITIGACIÓN PROPUESTAS PARA LOS TRAMOS COMPRENDIDOS ENTRE LAS ABSCISAS 3+200 HASTA 7+600

En base al análisis realizado se recomienda realizar obras de mitigación con el fin de disminuir la afectación futura a la vía. Entre las medidas a utilizarse esta la utilización de mallas para sostener y prevenir la caída de bloque en la vía, las cuales serán recogidas en una cuneta que tendrá que ser limpiada constantemente. La estimación de dichas cunetas se ha realizado en base a los ábacos propuestos por Ritchie (1963). Así como también muros de ménsula en sectores será necesario replantear la vía para la construcción de dichos muros.

Es necesaria la utilización de cunetas en las bermas y en las coronas de los taludes para poder mitigar la acción del agua con sus respectivos drenajes. Las recomendaciones se plantean por tramos de abscisas y se describen en la Tabla 3.

Abscisas	RECOMENDACIONES	DIMENSIONES DE CUNETA AL PIE DE TALUD (m)		TALUD	
		ALTURA	ANCHO	ALTURA (m)	INCLINACION (°)
3+200-3+345	Malla con cuneta	2,3	7,6	30	45
3+345-3+550	Murete				
3+550-3+650	Solo malla sin muro				
3+650-3+900	Muro, cuneta y malla	2,1	5,8	24	53
3+900-4+180	Muro				
4+180-4+290	Se adiciona malla en el otro margen, gunita muy inclinados no anclajes				
4+290-4+330	Anclaje en la parte de abajo y arriba malla y concreto lanzado				
4+330-4+460	Anclaje de la berma hacia arriba, malla y concreto lanzado.				
4+460-4+720	Malla y cuneta			90	46
4+720-5+000	Muro y malla				
5+000-5+060	Muro				
5+060-5+150	Malla				
5+150-5+302	Muro, berma bien hecha, riego de concreto en malla.				
5+302-5+440	Muro				
5+440-5+500	Berma bien hecha, cuneta en berma y malla	2,0	5,3	15	63
5+500-5+560	Malla y concreto lanzado, saneo de todo el talud y anclajes. (5+560, Anclajes en				

	el plano superior)				
5+560- 5+730	Malla y anclaje				
5+730- 5+900	Malla y cuneta				
5+900- 6+100	Malla en ambos lados, cunetas	2,2	7,0	25	60
6+100- 6+210	Anclaje y malla por la parte planar, falla planar por rocas.				
6+210- 6+260	Malla				
6+260- 6+440	Muro pequeño				
6+440- 6+520	Muro				
6+520- 6+608	Muro				
6+608- 6+660	Cuneta en berma y al pie con malla				
6+660- 6+700	Malla y cuneta				
6+700- 6+760	Muro				
6+760- 6+860	Malla y cuneta			70	20
6+860- 6+985	Muro al pie y replanteo de vía				
6+985- 7+040	Malla				
7+040- 7+140	Malla y cuneta de coronación				
7+140- 7+230	Muro y cuneta de coronación				
7+230- 7+344	Muro				

Tabla 3. Recomendaciones de actuación para los taludes de la zona de estudio.

REFERENCIAS

- Bishop, A.W., 1955. The use of the sup circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, 5: 1-17.
- Bishop, A.W., 1967. Progressive failure with special reference to the Mechanism causing it. *Proc. Geotech. Conf. Oslo*, 2: 3-10.

- Hynes-Griffin, M.E. and Franklin, A.G., 1984. *Rationalizing the seismic coefficient method*. Deaprtment of the Army, US Army Corps of Engineers, 41 pp.
- Lascano, M.A., 2013. *La planificación del sistema constructivo en la vía Cahuañi-Pillate-Cotaló, provincias del Chimborazo-Tungurahua y su incidencia en el incremento en el costo de la obra*. Degree Thesis, Universidad Técnica de Ambato.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vicienda, 2014. *Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.. Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-11*. Quito, Ecuador
- Ritchie, A.M., 1963. *The evaluation of rockfall and its control*. Highway Record. 17.

CARACTERIZACIÓN Y MODELIZACIÓN 2D Y 3D DE LOS DESPRENDIMIENTOS DEL ESCARPE DE CABRERIZOS (SALAMANCA)

Jorge CUADRADO GONZÁLEZ* y **Martín Jesús RODRÍGUEZ-PECES***

* Departamento de Geodinámica
Facultad de Ciencias Geológicas
Universidad Complutense de Madrid

RESUMEN

El continuo desarrollo en las vías de comunicación ha propiciado un aumento de situar diversas infraestructuras en zonas en las que pueden acontecer distintos peligros debido a la morfología del terreno. Las vías ferroviarias tienden a atravesar el terreno en espacios en los que la existencia de laderas inestables es frecuente. La línea ferroviaria Salamanca-Madrid, posee ciertos tramos con problemas de inestabilidad por desprendimientos de rocas. Destaca la zona de los Escarpes del Tormes, una serie de escarpes compuestos por la Fm. Areniscas de Cabrerizos, situados en la localidad de Cabrerizos (Salamanca). Este estudio permite centrarse en la caída de bloques partiendo del estudio de las discontinuidades del macizo rocoso y de la proporción de bloques desprendidos. Permitiendo generarse varios modelos en 2D y 3D de caída de bloques, con el objetivo principal de realizar un mapa de susceptibilidad de desprendimientos de dicho escarpe.

1. INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas, el continuo desarrollo en las vías de comunicación ha propiciado un aumento de situar las infraestructuras en zonas en las que pueden acontecer distintos peligros debidos a la morfología del terreno. Las vías ferroviarias tienden a atravesar el terreno en espacios en los que la existencia de laderas inestables es frecuente, debido a las fuertes pendientes o bien a las características geológicas del material que aflora. Dado esta expansión, el progresivo incremento de accidentes y las repercusiones en bienes o personas, han dado lugar a realizar estudios de identificación y evaluación de estos problemas de inestabilidad, con objeto de realizar propuestas de actuaciones que eliminen estos riesgos. Los desprendimientos de rocas son un tipo de inestabilidad frecuente en laderas escarpadas y taludes excavados en macizos rocosos (Sanchidrián, 2007). En España estos fenómenos son comunes debido a la abundancia de zonas de montaña,

llegando a afectar a la red viaria y a zonas urbanas. La línea ferroviaria que une Salamanca-Madrid se configura como un corredor fundamental en la Comunidad de Castilla y León, por ser el nexo directo con la línea Ávila-Madrid; y en ella hay ciertos tramos con problemas de inestabilidad de laderas. El escarpe de Cabrerizos ha sido objeto de estudio en distintos proyectos, debido a la problemática de caída de bloques. Entre ellos destacan los de Nespereira (2007), que analiza las unidades geotécnicas de Salamanca y alrededores, entre las cuales está la Fm. Cabrerizos en el Escarpe que lleva dicho nombre; y Sanchidrián (2007), que estudia las estabilidades de los taludes del Tormes, entre los que se encuentra el de Cabrerizos. Yenes et al. (2009) hacen una síntesis de ello en su estudio y correlación de las inestabilidades en los Escarpes del Tormes (Salamanca). El presente trabajo se centra en el estudio de caída de bloques partiendo del estudio de las discontinuidades del macizo rocoso y de la proporción de bloques desprendidos en distintas zonas del escarpe. Se generan modelos en 2D y 3D de caída de bloques con el objeto de realizar un mapa de susceptibilidad de desprendimientos en el escarpe de Cabrerizos (Salamanca). Este estudio permitirá evaluar la peligrosidad de caída de bloques en distintas zonas del escarpe, pudiendo realizar una propuesta adecuada de colocación de medidas de protección de la vía ferroviaria a su paso por el talud.

2. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

El presente trabajo tiene como situación geográfica el suroeste de la Comunidad de Castilla y León, particularmente en el municipio de Cabrerizos, enclavado en la vega del Río Tormes a unos 4 km al este de Salamanca (Figura 1).

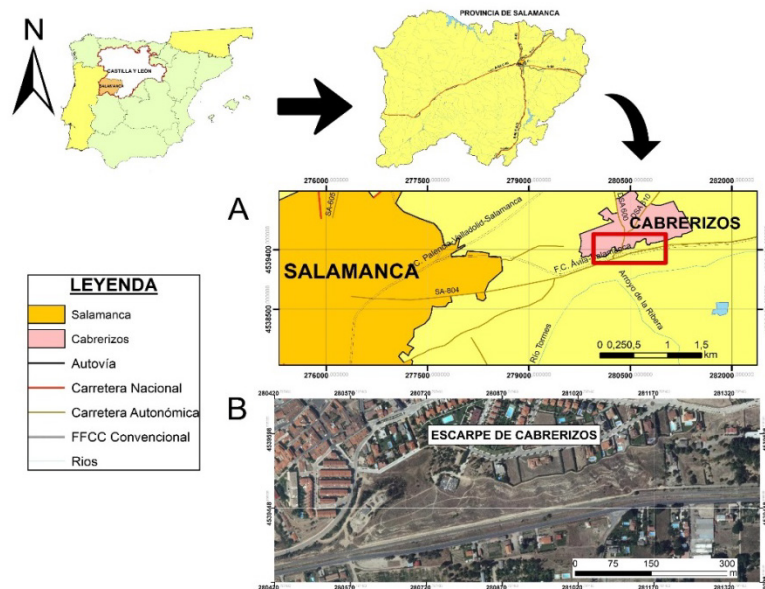


Figura. 1. A) Localización de la zona de estudio a escala nacional, provincial y local, indicada la zona de estudio mediante un rectángulo. B) Localización de la zona de estudio del “Escarpe de Cabrerizos”.

La ladera a estudiar pertenece a un grupo de escarpes en la margen derecha del río Tormes, denominados “Escarpes del Tormes”. El talud objeto de estudio es el de Cabrerizos, situado bajo el municipio de Cabrerizos entre los P.K. 106+750 y 107+100 de la línea ferroviaria entre Salamanca-Madrid, con una extensión de 350 m de longitud y 43 m de altura.

3. CONTEXTO GEOLÓGICO

La zona de estudio se encuentra en el borde suroccidental de la cuenca cenozoica del Duero (Figura 2), cuenca sedimentaria endorreica rodeada por grandes relieves montañosos paleozoicos que se fue rellenando por materiales detríticos procedentes de estos relieves y materiales carbonatados y evaporíticos derivados de su carácter endorreico (Alonso Gavilán et al., 2004). La cuenca se hace exorreica cuando el Duero encuentra salida hacia el Atlántico y comienza el encajamiento de los ríos que favorece el desarrollo durante el Cuaternario del sistema de terrazas y depósitos coluviales y fluviales.

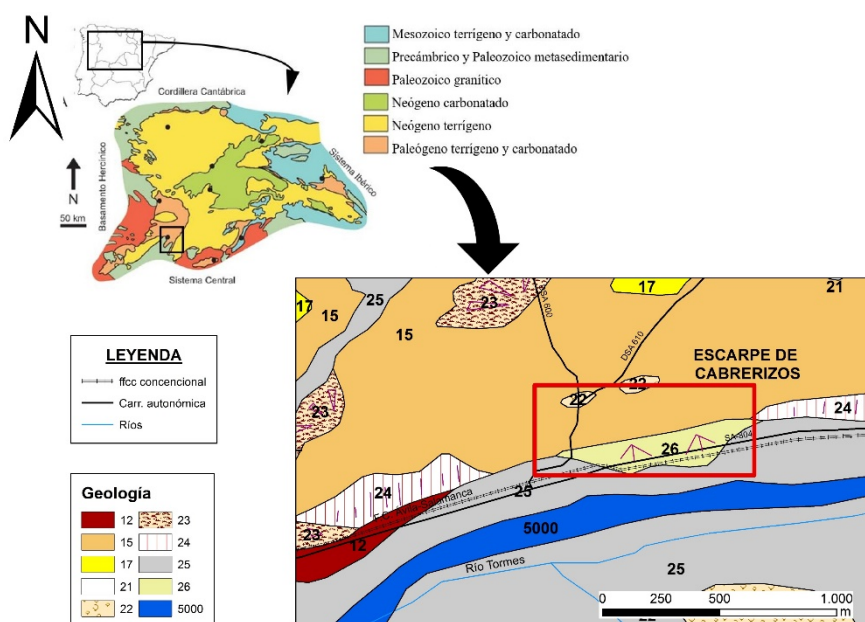


Figura 2. Mapa geológico regional de la cuenca del Duero y local de la zona de estudio (Santisteban et al., 1991): 12- Ferricretas de canal; 15 y 16- Litoarcosas, litoarenitas y fangos ocreos cementados por carbonato; 17- Arcosas y gravas arcósicas; 18- Conglomerados y arenas; 21- Arenas y gravas con cemento carbonatado (costras); 22- Gravas y arenas (terrazas); 23- Gravas (glacis); 24- Gravas y brechas (coluviones); 25- Arenas, gravas y limos (fondos de valle, aluviales); 26- Gravas y arenas (conos de deyección).

Los materiales aflorantes en la zona de estudio son principalmente materiales del Terciario (Paleógeno y Neógeno) de origen sedimentario, pertenecientes a la Cuenca del

Duero. Se presentan formando una serie de sedimentos finos y gruesos, sobre los cuales aparecen de forma puntual depósitos del Cuaternario. Destacan en la zona de estudio principalmente la unidad compuesta por litoarcosas, litoarenitas y fangos ocreos cementados por carbonatos, correspondientes a la formación característica del escarpe, la Fm. Areniscas de Cabrerizos. Esta unidad está formada por ciclos detríticos granodecrecientes, de muro hasta la mitad de la misma, y por un carácter granocreciente desde la mitad de la misma a techo. Presenta una intercalación de cuerpos canalizados con areniscas de grano muy fino y lutitas y limos arenosos. Estos materiales presentan un rango de colores desde ocre hasta amarillo y blanquecino (Figura 3). Los bancos de areniscas presentan un espesor relativamente constante y cierta extensión lateral que les confiere una apariencia tabular. Los cuerpos arenosos se siguen a lo largo de casi 200 m y su espesor varía generalmente entre los 2 y 5 m.



Figura 3. Aspecto de campo de la Fm. Areniscas de Cabrerizos.

4. METODOLOGÍA

4.1. Trabajos de campo

Se llevó a cabo una evaluación inicial a pie de campo de la situación de los escarpes, observando su grado de meteorización, existencia de familias de discontinuidades, bloques desprendidos; así como examinando las zonas con mayor acumulación de bloques. Esto permitió realizar una sectorización del talud en varias zonas diferenciadas, en función de la acumulación de bloques procedentes de los distintos escarpes. Se realizó un inventario de bloques desprendidos, anotando sus coordenadas UTM Huso 30 (X, Y, Z), dimensiones del bloque y zona a la que pertenecen. A continuación, se estudiaron las familias de discontinuidades y se realizó una clasificación del macizo rocoso en función de la clasificación geomecánica RMR89 (Bieniawski, 1989).

4.2. Trabajos de gabinete

Se procedió a un análisis cinemático de estabilidad del macizo rocoso mediante el programa Dips (Rocscience, 2012), empleando la dirección y sentido de buzamiento de las

discontinuidades observadas en campo. El análisis cinemático realizado fue el planar y por cuña (Goodman, 1989). Tras inventariar en campo los bloques desprendidos, se digitalizaron y se calculó su volumen considerándolos como paralelepípedos y así, junto a la densidad de la arenisca de Cabrerizos, poder obtener la masa de los mismos. Posteriormente, se realizó un mapa de los bloques caídos en el talud empleando un sistema de información geográfica (ArcGIS). Se realizaron diferentes secciones topográficas en aquellas zonas donde la acumulación de los bloques era más notable. Para ello se tomó como base el Modelo Digital del Terreno de 5 m del IGN (2017). La modelización en 2D se ha realizado en estos perfiles mediante el programa RocFall (Rocscience, 2002). Para la realización del modelo de caída de bloques en 3D se utilizó la extensión RockFall Analyst para el ArcGIS diseñada por Hengxing (2011), junto con el mismo Modelo Digital del Terreno. Tras obtener las trayectorias de los bloques a lo largo del talud, se generaron una serie de mapas de frecuencias, velocidades, alturas y energías cinéticas; que al cruzarlos permiten generar un mapa de susceptibilidad de desprendimientos en la zona.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1. Estudio de las discontinuidades y análisis cinemático

La roca aflorante se encuentra bastante fracturada y alterada, por lo que ha perdido parte de su resistencia y facilita así su caída. Se identifican cuatro familias de discontinuidades, denominadas: S0, J1, J2 y J3 (Tabla 1). Estas se presentan de manera horizontal (la estratificación), subverticales y paralelas al talud; que juntas provocaran planos de rotura plana o en cuñas, que facilitan la caída de los bloques (Figura 4).

S0	08/183
J1	80/260
J2	76/079
J3	78/166
Talud	45/180

Tabla 1. Orientaciones (buzamiento y sentido de buzamiento) de las familias de discontinuidades.



Figura 4. Escarpe donde se realizó la estación geomecánica, con las familias de discontinuidades señalizadas.

A partir de los resultados obtenidos en la estación geomecánica realizada en el talud y de la clasificación geomecánica RMR89 (Tabla 2), se debe considerar el RMR menor (el de la discontinuidad J3) que es de RMR=6 ya que es la más desfavorable, una vez obtenida su corrección por orientación. En este sentido, el macizo rocoso queda clasificado en un macizo de calidad muy mala. Tras el estudio de las discontinuidades, se realizó un análisis cinemático, para observar los tipos de rotura que provocaban la caída de bloques. La distribución de las familias de discontinuidades permitió observar dos tipos de rotura características: rotura plana y rotura por cuña.

Discontinuidad	Dip/Dip direction	Espaciado (mm)	Continuidad (m)	Abertura (mm)	Relleno	Rugosidad	Meteorización	RQD (%)	RCS (MPa)	Humedad	RMR	Orientación Talud	RMRcorr.
S0	08/183	400	>20	0,5	Arenoso	Ondulada Rugosa	III	91	15	Seca	56	Fav.	51
Puntuación	-	10	0	3	2	1	3	20	2	15		-5	
J1	80/260	400	<1	1,5	NO	Ondulada Rugosa	III	91	15	Seca	64	Fav.	59
Puntuación	-	10	6	1	6	1	3	20	2	15		-5	
J2	76/079	600	<1	2,5	NO	Ondulada Rugosa	III	91	15	Seca	64	Fav.	59
Puntuación	-	10	6	1	6	1	3	20	2	15		-5	
J3	78/166	1300	1-3	10	NO	Ondulada Lisa	III	91	15	Seca	66	Muy desfav.	6
Puntuación	-	15	4	0	6	1	3	20	2	15		-60	

Tabla 2. Clasificación geomecánica RMR89 para cada discontinuidad del Escarpe de Cabrerizos.

5.2. Observación y representación de bloques caídos

Durante la campaña de campo se pudo observar que la distribución de bloques caídos variaba en función de las zonas. En cada una de las zonas, la acumulación presentaba bloques de diversos tamaños, encontrándose bloques pequeños hasta muy grandes. Se observó, además, que algunas de las barreras que se han ejecutado en la zona, no han podido detener en su totalidad la caída de ciertos bloques, por lo que se llega a la conclusión de que su emplazamiento o características podrían no ser los adecuados. El talud de Cabrerizos presenta una pendiente en torno a los 45°, que se ve escalonada por los distintos bancos de rocas (escarpes de areniscas), los cuales se presentan casi verticales e incluso en voladizo. Esta pendiente permite que los bloques que se desprenden puedan rodar a lo largo de la superficie del talud.

Se pudieron observar un total de 343 bloques caídos distribuidos a pie de talud, a medio talud y en la base de los escarpes rocosos. La geometría principal de estos, es de forma tabular. Esta

se debe a la intersección de varias familias de discontinuidades. Se pudieron delimitar cuatro zonas diferentes de acumulación de bloques (A, B, C y D), en función de la procedencia de estos, que coincidían también con la dispersión de tamaños (Figura 5). Por lo general, los bloques ruedan de manera canalizada siguiendo la pendiente favorable del talud, siguiendo las pequeñas vaguadas existentes.

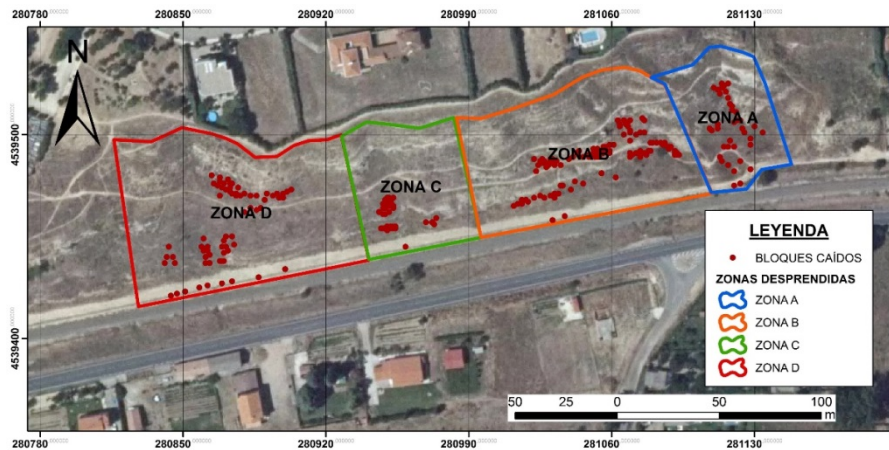


Figura 5. Mapa de bloques caídos y disposición de las secciones topográficas para la simulación en 2D.

5.3. Modelo en 2D de caída de bloques

Se han tomado 9 secciones características (Figura 5) en las zonas donde destacaba la presencia y acumulación de bloques. Tras realizar estos perfiles en 2D del talud, se tomaron las medidas de estos, así como las distancias a las que se acumulaban los grupos de bloques en cada una de las secciones elegidas, tomándose esta desde la cabecera al pie de talud. A continuación, se hizo un análisis estadístico de la masa (kg) de los bloques caídos para cada una de las zonas delimitadas. Esto permitió determinar de una manera más acertada la masa a utilizar en las simulaciones en cada una de las secciones:

- Zona A: Se toma una masa de 200 kg, que es algo superior al de la media (140 kg), para trabajar del lado de la seguridad.
- Zona B: se toma una masa de 1000 kg, valor que se encuentra entre los 300 kg de la mayor concentración y los 1500 kg de los mayores bloques que aparecen.
- Zona C: Se toma una masa de 150 kg.
- Zona D: Se opta por una masa de 100 kg.

Como ángulo de rozamiento interno (ϕ), Sanchidrian (2007) propuso dos valores: 32° y 46°, por lo que se decide tomar el valor de 32° dado que es el más desfavorable. Puesto que el número de bloques por zonas oscila entre los 55 y 150, se decide lanzar en cada simulación 50 bloques para cada sección. Los parámetros de entrada usados en Rocfall para cada sección se muestran en la Tabla 3.

Sección	Zona	ρ (kg/m ³)	Φ (°)	Masa (kg)	N° de bloques	Rt	Rn	Vh (m/s)
S-1	D	2100	32	100	50	0,85	0,95	1,5
S-2	D	2100	32	100	50	0,85	0,93	1,5
S-3	D	2100	32	100	50	0,85	0,92	1,5
S-4	D	2100	32	100	50	0,85	0,73	1,5
S-5	C	2100	32	150	50	0,85	0,91	1,5
S-6	B	2100	32	1000	50	0,85	0,45	1,5
S-7	B	2100	32	1000	50	0,85	0,83	1,5
S-8	B	2100	32	1000	50	0,85	0,43	1,5
S-9	A	2100	32	200	50	0,85	0,93	1,5

Tabla 3. Parámetros de diseño utilizados en cada una de las secciones de RocFall.

Los perfiles 2D resultantes de la modelización representan el lugar donde se acumulan los bloques, que coinciden con los inventariados en campo. Estos se representan mediante un histograma en cada sección. Algunas de las secciones resultantes de la modelización en 2D se muestran en las figuras 6 y 7.

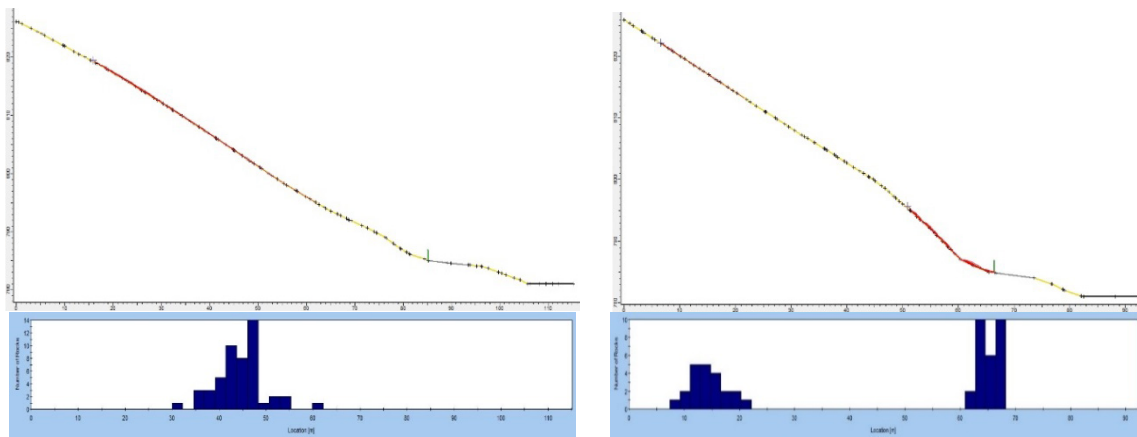


Figura 6. Izquierda. Sección 2 modelizada en 2D. Derecha. Sección 4 modelizada en 2D

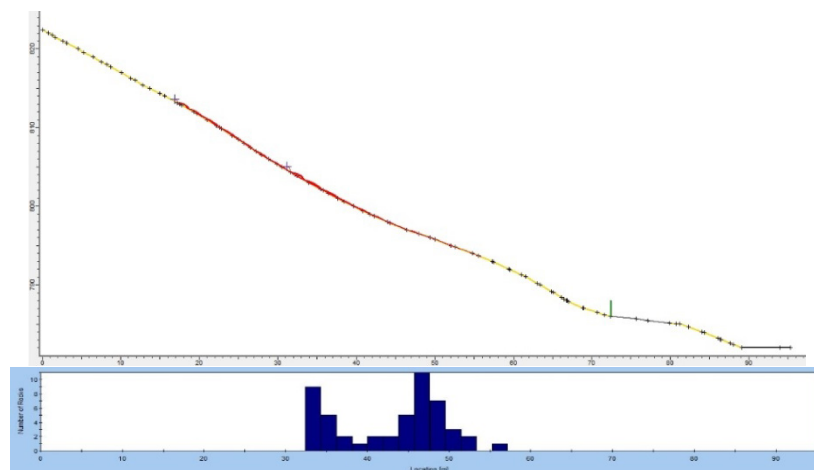


Figura 7. Sección 7 modelizada en 2D.

Observando la energía cinética de golpeo de los bloques en la barrera (Tabla 4), destaca que en ninguna de las secciones esta supera los 10 kJ, por lo que no supondría un problema. Sin embargo, cabría la posibilidad de que sí lo supusiese en caso de que alguno de los bloques acumulados entre las secciones 6, 7 y 8 rodase hasta dicha barrera, ya que son bloques mucho más grandes y las energías que han llegado a generar oscilan entre los 20-50 kJ.

Sección	Energía de los bloques en las zonas acumulación (kJ)	Energía de los bloques en la barrera (kJ)	Sección	Energía de los bloques en las zonas acumulación (kJ)	Energía de los bloques en la barrera (kJ)
S1	4	5	S6	20	0
S2	5,5	0	S7	50	0
S3	6	7	S8	20	0
S4	6,5	6	S9	12	0
S5	3	1,5			

Tabla 4. Energías cinéticas de golpeo en cada una de las secciones del modelo 2D de RocFall.

5.4. Modelo en 3D de caída de bloques

Partiendo de unos parámetros similares a los utilizados en la simulación de 2D (Tabla 5), se procedió a realizar la simulación de caída de bloques en 3D.

Masa (kg)	Distancia entre bloques (m)	Nº bloques por punto	Rt	Rn	Angulo de fricción (ϕ)	Vh (m/s)
200	3	1	0,85	0,45	32°	2,2

Tabla 5. Parámetros de diseño utilizados en la modelización 3D mediante Rockfall Analyst.

Se obtuvieron las trayectorias 3D de los bloques (Figura 8), presentando una buena correspondencia con la posición de los bloques inventariados. Se observa una distribución irregular de las trayectorias, destacando las más largas en el centro, que es la zona con las pendientes más elevadas y donde los bloques podrían llegar hasta la barrera que separa la vía del tren del talud.

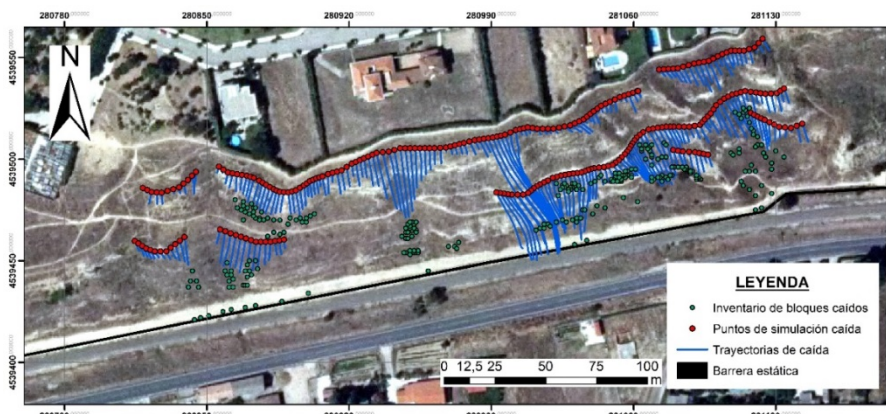


Figura 8. Mapa de trayectorias 3D de caída de bloques, con la representación de los bloques inventariados.

5.5. Mapa de susceptibilidad por desprendimientos

A partir de las trayectorias 3D de caída de bloques, se pudo generar los distintos mapas que representan las características de los bloques desprendidos: frecuencia, velocidad, altura y energía cinética. Al cruzar estos mapas, se genera el mapa de susceptibilidad de desprendimientos (Figura 9), que permite evaluar el riesgo existente en el talud. Se puede observar que la zona más susceptible a los desprendimientos es la situada al este del talud, donde la susceptibilidad es muy alta, mientras que las zonas central y oeste es de media-alta.

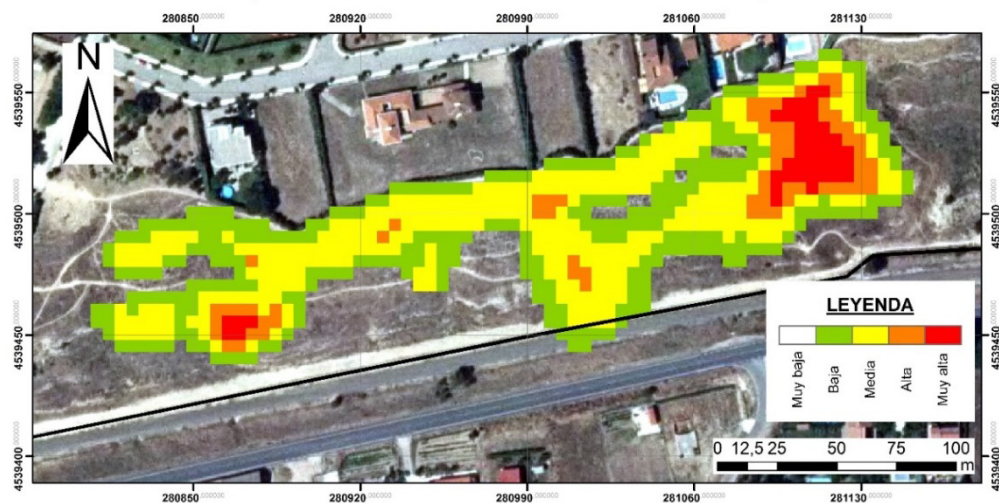


Figura 12. Mapa de susceptibilidad de caída de bloques.

6. CONCLUSIONES

- En el modelo en 2D, las secciones de la zona D muestran como los bloques llegan hasta el pie de talud, golpeando contra la barrera estática, pero sin llegar a causar daños aparentemente en función de los valores obtenidos de sus energías. Mientras que en el modelo 3D, estas trayectorias no llegarían hasta abajo, pero sí se evalúa la zona con una susceptibilidad media-alta, por lo que se podría determinar alguna medida de mitigación de dicho riesgo. De igual modo ocurre con la zona correspondiente a la C, pero sin ni siquiera generar una susceptibilidad que preocupe.
- En la zona central, correspondiente a la B, el modelo 2D indica que los bloques quedan a mitad de ladera, llegando muy pocos a pie de talud. Son bloques con alta carga energética, pero que al amontonarse a mitad del talud no generan una alta susceptibilidad. No obstante, en el modelo 3D, las trayectorias acaban llegando a sobrepasar la barrera, lo cual preocuparía si alguno de esos bloques colisionase con ella, dado que sus masas y energías son muy elevadas.
- En la zona este la susceptibilidad es la más alta, pero a mitad de ladera, lo que hace suponer que los bloques se amontonan en esa zona, sin llegar las trayectorias hasta el

pie de talud, donde realmente podría ocasionar algún daño.

- Observando ambos modelos y teniendo en cuenta que los bloques rocosos que llegan hasta la barrera de la vía férrea, lo hacen con poca energía, y que en las zonas donde la susceptibilidad es mayor, los bloques se acumularían sin llegar hasta el pie de ladera; se podría definir un sistema de mallado en los distintos escarpes que sostuviesen estos bloques, haciendo una serie de bermas o cunetas para que, en caso de la rotura de dicha malla, estos rodasen hasta quedar atrapados en ellas. Son medidas bastante económicas, y el riesgo de desprendimiento de estos bloques quedaría prácticamente eliminado.

REFERENCIAS

- Alonso Gavilán, G., Armenteros, I., Carballeira, J., Corrochano, A., Huerta, P. y Rodríguez, J.M., 2004 b. Cuenca del Duero. En: Geología de España (J.A. Vera, ed.). Sociedad Geológica de España – Instituto Geológico y Minero de España, pp. 548 – 555.
- Bieniawski, Z.T., 1989. Engineering rock mass classifications. A complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering. A Wiley – Interscience publication.
- Goodman, R.E., 1980. Introduction to Rock Mechanics (Chapter 8), Toronto: John Wiley, pp 254-287.
- Hengxing, L., 2011. Tutorial for Rockfall Process modeling using Rockfall Analyst. A 3D Rockfall Modelling Extension to ArcGIS 9.x.
- IGN, 2017. Modelo Digital del Terreno - MDT05-LIDAR, Hoja 478.
- Nespereira, J., 2007. Estudio, definición y cartografía de –unidades Geotécnicas en un entorno urbano: Salamanca y su zona de expansión. Tesis doctoral, Universidad de Salamanca.
- Rocscience Inc., 2002. RocFall. Risk analysis of falling Rock son steep slopes. Geomechanics software & research. User's guide.
- Rocscience Inc., 2012. Dips v.5.1. Graphical and statistical analysis of orientation data. Geomechanics software & research. User's guide.
- Sanchidrián, R., 2007. Estudio de la estabilidad de los taludes de la vía férrea Salamanca-Madrid: Tramo Salamanca-Cabrerizos. Proyecto Fin de Carrera. Universidad de Salamanca.
- Santisteban, J.L., Martín-Serrano, A., Monteserín, V., Díez Balda, M.A., y Nozal Martín, F., 1991. Cartografía y Memoria del Mapa Geológico de España 1:50000, hoja nº478 (Salamanca). 2ª serie (MAGNA). Instituto Geológico y Minero de España, Madrid.
- Yenes, M., Santos Delgado, G., Blanco Sánchez, J.A., Nespereira, J. y Sanchidrián, R., 2009. Estudio y correlación de las inestabilidades en los Escarpes del Tormes (Salamanca). VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. CIMNE, Barcelona.

DESPRENDIMIENTOS DE TALUDES EN LAS CARRETERAS DEL ESTADO EN CANTABRIA EN LOS ÚLTIMOS AÑOS (2011-2016)

FELIPE COLLAZOS-ARIAS*, LUIS AYRES-JANEIRO†, SARA SANCHEZ-MATELLANES†

* Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria

Ministerio de Fomento

† Api Movilidad, S.A.

† Escuela de Doctorado

Universidad de Cantabria

RESUMEN

Se exponen y analizan algunas de las últimas experiencias, aplicaciones y proyectos de investigación relacionados con el incremento de la resiliencia y de la sostenibilidad en las carreteras de Cantabria. Como consecuencia de los daños ocasionados por condiciones climatológicas adversas desde el año 2011 hasta 2016, se tuvieron que ejecutar varias actuaciones con el objetivo de reforzar las carreteras frente a este riesgo. Los daños motivaron la necesidad de declarar de emergencia las obras de reparación para restablecer la seguridad y estabilidad de la carretera para los usuarios.

Se muestran y establecen varias actuaciones ejecutadas para dar solución a los problemas acaecidos, prevenir los riesgos emergentes y aumentar la resiliencia de las carreteras en fase de explotación. Puede afirmarse que Cantabria es un referente internacional tanto a nivel de explotación de infraestructuras resilientes como de investigación pionera orientada a la mayor sostenibilidad de nuestras carreteras.

1. INTRODUCCIÓN

Los temporales de los años 2011 hasta 2016 dieron lugar a numerosas afecciones en el entorno y en la calzada de las carreteras que discurren por Cantabria. Se tradujeron en tres grandes tipos de problemas en las carreteras del Norte de España (Figura 1):

1. Problemas de estabilidad de taludes, tanto en desmonte como en terraplenes, que

dieron lugar a: invasión de parte o toda la calzada por masas térreas; y a fisuración de la calzada, con descenso (de toda o parte) de varios metros.

2. Interrupción del tráfico por inundación de la calzada, tanto por agua como por materiales del propio entorno de la carretera.
3. Asiento y vuelco de muros, con problemas de deslizamiento en su base (empuje excesivo) o de la masa de terreno en que se apoyaban; o bien aumento de la compresibilidad del cimiento por humectación.

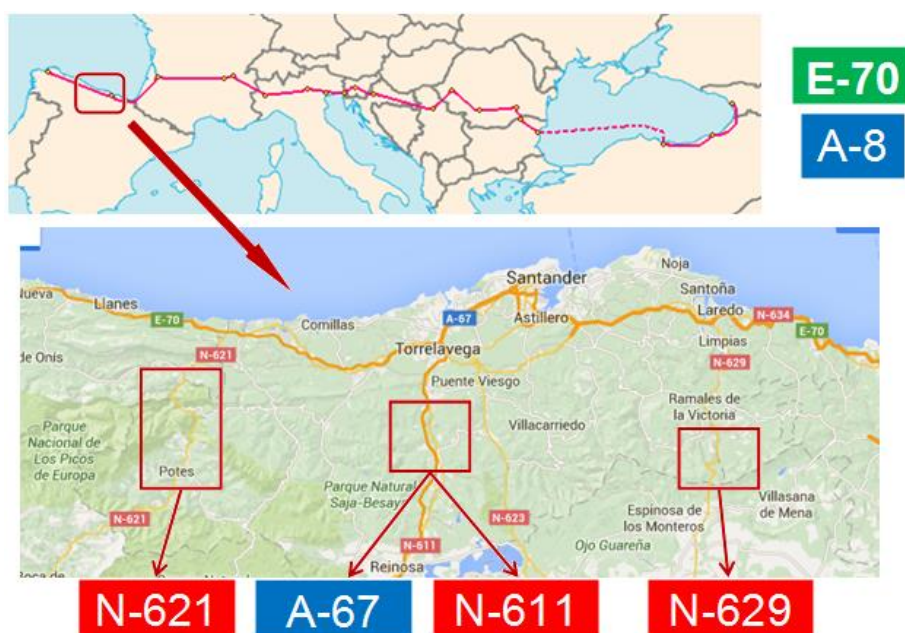


Figura 1. Carreteras del Norte de España dónde se produjeron los efectos de los temporales 2011-2016.
(Fuente: Elaboración Propia)

Una de las cuestiones que se establecen en el Plan Estratégico (P.E.) 2016-2019 de la Asociación Mundial de la Carretera (PIARC), es la cuestión de la exposición de las carreteras al cambio climático. Entre las estrategias que se citan destaca la de investigar y documentar prácticas y técnicas locales para ofrecer un servicio bajo cualquier condición climática como pudieran ser las condiciones adversas resultado del cambio climático (drenaje y manejo de aguas de tormentas, por ejemplo). El objetivo sería lograr mejorar las estrategias y establecer guías, prácticas y recomendaciones para solventar dicha cuestión. En relación al documento del cambio climático de la PIARC, la adopción de respuestas ante el incremento de temperaturas son las siguientes: aplicación de factores de seguridad, reducción de la pendiente en taludes, aumento del tamaño y número de estructuras de ingeniería, aumento de la capacidad de retención de agua e infiltración lenta a través de sistemas naturales o de ingeniería biológica, aumento de la capacidad de

drenaje de los firmes, etc.

Por otra parte, la Universidad de Cantabria está desarrollando actualmente diversos proyectos de investigación, cuyo objetivo es aumentar la sostenibilidad dentro del sector de la construcción. Ambas aproximaciones dan idea de la implicación de las instituciones tanto en el desarrollo sostenible como en el enfoque resiliente de sus infraestructuras.

2. CONDICIONANTES AMBIENTALES

El clima de la zona es de tipo atlántico, templado húmedo, y está condicionado en gran medida por la orografía marcadamente abrupta y por la relativa cercanía al mar, el cual ejerce un efecto amortiguador. Cabe destacar la abundancia de situaciones climáticas de tipo húmedas, las cuales se originan en las borrascas atlánticas, temporales del norte, situaciones cantábricas y tormentas. Entre 2011 y 2016 se destacan las siguientes situaciones climáticas adversas:

- 2012. Se han tenido en cuenta los últimos datos de precipitación recogidos del observatorio meteorológico de Piñeres, dependiente de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET). Se registraron 424 mm de precipitación en febrero de 2012, siendo el mes más lluvioso de la serie histórica desde octubre de 2000. Además destaca el día 6 de febrero de 2012 con una precipitación máxima de 24 h de 142,3 mm. En Tama, localidad al sur del Desfiladero de la Hermida, se registraron en el mes de febrero de 2012, 149,4 mm (el tercer mes más húmedo de su serie histórica, en el periodo 1971-2000).
- 2013. En promedio para toda Cantabria en febrero de 2013 se recogieron 275 mm, un 252% de los 109 mm de media en el periodo 1971-2000, el segundo más lluvioso desde 1931 (346 mm).
- 2014. Durante la primera y la última semana del mes de enero se produjeron episodios de viento muy fuerte, con rachas que superaron en numerosos puntos los 90 km/h. Esto estuvo acompañado de intenso temporal marítimo, que azotó la costa con oleaje superior a los 5 m de altura significativa, entre los días 6 a 8 y entre el 25 y el 30 de enero, con máximos superiores a 10 m.
- 2015. Las precipitaciones han sido abundantes en toda la región, superando en la gran mayoría de las estaciones los registros máximos del mes de febrero hasta la fecha. Por esta razón se atribuye un carácter excepcional a la precipitación recogida en este periodo.
- 2016. Enero fue un mes cálido en el que se registró una temperatura de 24 °C el día 24 en Santander. Mientras que Febrero y especialmente Marzo fueron unos meses con lluvias intensas superando la mediana de años anteriores (1981-2010).

3. ESTABILIDAD DE TALUDES. PROBLEMA TIPO 1.

- Taludes de desmonte. Soluciones de Ingeniería Biológica.

Tras el temporal de febrero en 2012, se produjo un deslizamiento en el talud de desmonte de la autovía A-8, PK 242+800 MI. El resto del terreno quedó en precario en lo que se refiere a su estabilidad, con continua caída de piedras hacia la calzada y fuerte erosión al desprenderse la cubierta vegetal.

La actuación llevada a cabo en el talud comprende su estabilización mediante una medida de Ingeniería Biológica, consistente en la incorporación de un muro de gravedad formado por una estructura celular de troncos de madera de eucalipto, tierra vegetal con estacas vivas y planta de contenedor (Figura 2), con el objetivo de que el futuro desarrollo de la planta suplante la estructura de tronco. Todo el entramado se fue regando de forma constante y en el lado del talud se colocó material filtrante protegido por geotextil en toda su superficie. Se reforzó la estructura con un pie de escollera (Figuras 3 y 4). Se completó la actuación con la ejecución de una cuneta de coronación con su correspondiente bajante.



Figura 2. Colocación de rollizos con medio mecánico. Sobre la escollera regularizada se colocaron los troncos de eucalipto, en tramadas paralelas-perpendiculares a la Autovía, con diferentes características en función de su disposición. (Fuente: Elaboración Propia)

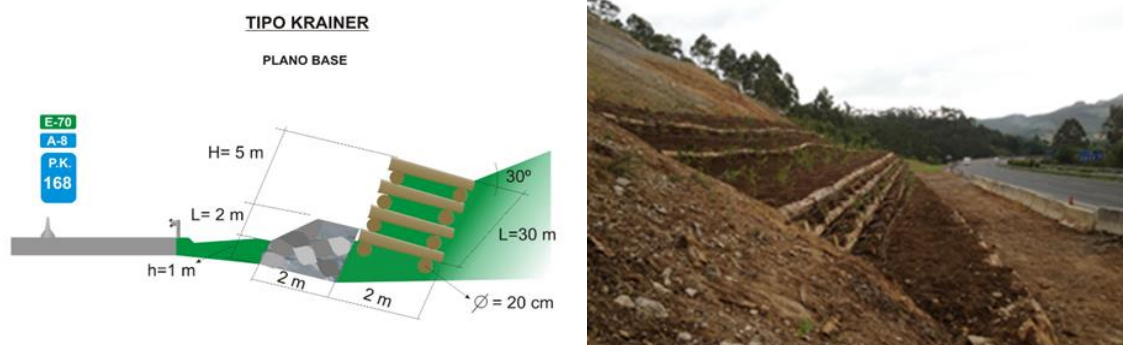


Figura 3. Sección transversal de la estabilización de talud con enrejado vivo tipo Krainer. (Fuente: Elaboración Propia).

Figura 4. Estado final de la estabilización (2012). (Fuente: Elaboración Propia).

- Taludes de terraplén. Sustitución de tubos ARMCO.

En Febrero de 2012, con precipitaciones de 134 y 65 mm respectivamente, provocaron el rápido deshielo de la nieve caída en el valle de Campoo, dando lugar a inundaciones en toda la zona y a la crecida anormal de ríos. En la localidad de Cañeda se produjo la crecida del río Besaya. A la altura del PK 141.1 de la N-611 el río estaba entubado bajo el terraplén de la carretera (Figura 5) y, probablemente, por colapso del tubo metálico ARMCO, se produjo un atasco del tubo y su posterior rotura con el consiguiente riesgo para la estabilidad de la carretera. La solución adoptada fue la sustitución de tubos ARMCO por una estructura triarticulada prefabricada de hormigón.



Figura 5. Situación inicial en Cañeda, carretera N-611, PK 141.1. y solución adoptada.
(Fuente: Elaboración Propia)

- Fisuración de la calzada. Estabilidad del terraplén.

El 8 de febrero de 2013, se produjo un gran deslizamiento con fuerte desplazamiento en horizontal y vertical de la calzada dirección Santander, PK 167 de la autovía A-8 del orden de 30 y 100 cm respectivamente. Habiéndose tenido que cortar al tráfico en esa calzada y colocándose de forma urgente carriles metálicos en la mediana para evitar que el deslizamiento afectase a la otra calzada. Era necesario restaurar el tráfico por las dos calzadas en un corto periodo de tiempo lo que obligó a efectuar unos trabajos iniciales de estabilización que permitieran dar servicio por la calzada en unas condiciones de seguridad adecuadas, entre ellos, la ejecución de 248 pilotes de mortero de 62 cm de diámetro de entre 20 y 26 m de profundidad en una extensión de 20+80+20 m, centrada en la zona con una patología más importante (Figura 6). Las obras se iniciaron el día 13 de febrero 2013, dejando el estudio destinado a corregir el tratamiento a largo plazo para una segunda fase, siendo su fecha de terminación el día 7 de octubre de 2014. Se realizaron drenes californianos, zanjas drenantes, labores de limpieza y desbroce de todo el talud del terraplén, así como hidrosiembras y plantaciones arbustivas para contribuir a la sujeción adecuada. La campaña de reconocimiento geotécnico constó de la realización de 9 sondeos y 16 ensayos de penetración dinámica tipo DPSH, realizándose también un inventario de grietas, lo que dio como resultado una disminución de los movimientos.

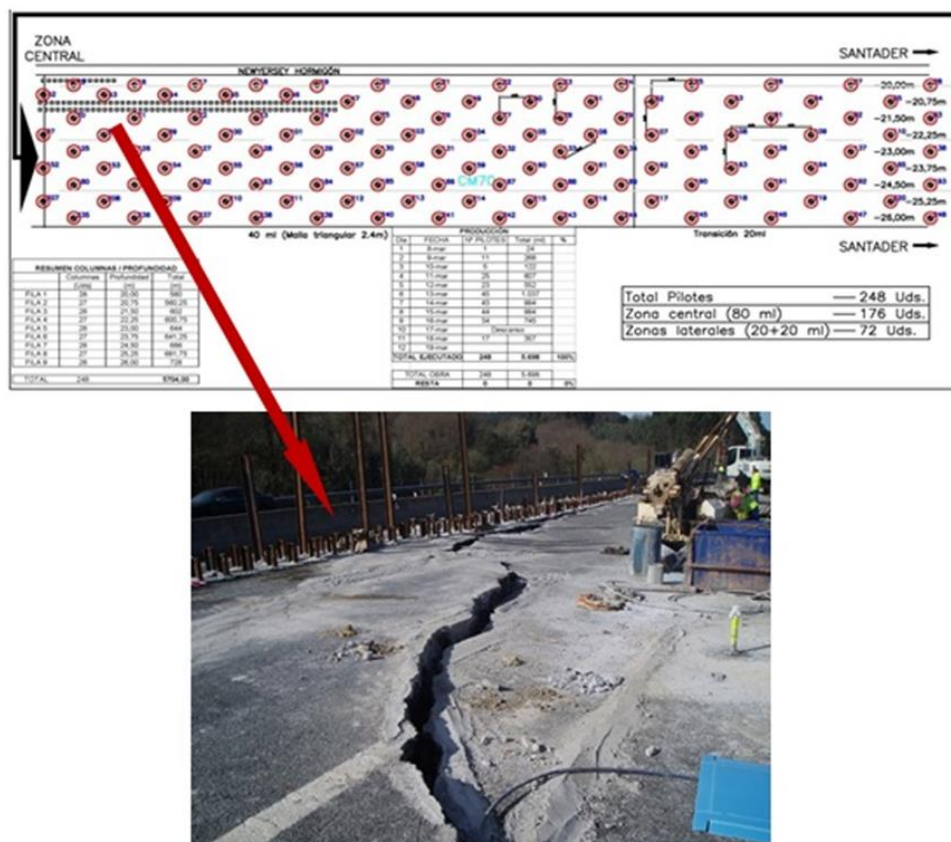


Figura 6. Planta e imagen del tratamiento de pilotes de mortero e hinca de carriles. (Fuente: Elaboración Propia)

Se completó la actuación con un sistema de drenaje en los lugares necesarios. Además se reforzaron los posibles movimientos del talud con la hinca de carriles UIC de 54 kg/ml debidamente repartidos y soldados en cabeza para que trabajaran de manera conjunta.

4. INTERRUPCIÓN DEL TRÁFICO POR MATERIALES DEL PROPIO ENTORNO DE LA CARRETERA. PROBLEMA TIPO 2.

- Soluciones adoptadas a la interrupción del tráfico por caída de piedras.

Debido a las condiciones climatológicas adversas habidas en la segunda quincena del mes de octubre del año 2012 en toda la Comunidad de Cantabria, con fuertes lluvias, se produjeron daños singulares en distintos puntos y carreteras de la provincia que supusieron un grave riesgo para la seguridad vial y peatonal y para la estabilidad de elementos de la propia carretera. Con motivo de las persistentes lluvias de octubre, muchas piedras situadas en las laderas de las montañas del Desfiladero de la Hermida en la carretera N-621, entre el PK 152 y el PK 172, se pusieron en movimiento. Algunas de ellas quedaron paradas y retenidas en las pantallas dinámicas existentes en las laderas,

apilándose contra ellas, otras colmataron las pantallas, deterioraron o rompieron algunas pantallas o llegaron a alcanzar la calzada. El incidente más espectacular y grave se produjo cuando una piedra de unas dimensiones aproximadas de 50x60x50 cm y un peso aproximado de 400 kg cayó sobre el borde del techo de un autobús, reventando la zona del impacto y produciendo tres heridos. Si la piedra hubiera ido un metro más baja hubiera entrado por una ventanilla y hubiera producido un gravísimo accidente (Figura 7).

Similares condiciones climatológicas adversas se produjeron en la segunda quincena de octubre y primera del mes de noviembre del año 2013 en toda la Comunidad de Cantabria, con fuertes lluvias después de un prolongado periodo de sequía. Con motivo de las persistentes e intensas lluvias caídas durante los meses de octubre y noviembre en el Desfiladero de la Hermida ($35,6 \text{ l/m}^2$ en 24 h y rachas máximas de viento superiores a 96 km/h en la estación meteorológica de AEMET en Tresviso, el día 4 de Noviembre), se produjo el mismo proceso de caída de piedras. Ésta vez, el incidente más espectacular y grave se produjo, cuando llegaron a caer piedras desde una altura de 200 m, con un peso estimado de 150 T, que pudieron haber provocado un gravísimo accidente en el PK 159+200 de la N-621 (Figura 8). Además de esto, se produjeron daños singulares en distintos puntos de la carretera N-621 y en particular en el Desfiladero de la Hermida, lo que supone un grave riesgo para la vialidad, ya que existen piedras muy inestables que pueden llegar a alcanzar la carretera y provocar un accidente grave en numerosos puntos a lo largo de todo el desfiladero. Algunas de esas piedras pueden pesar hasta 1.000 kg y alcanzar velocidades en su caída de unos 40 km/h.



Figura 7. Desprendimiento de rocas en la carretera N-621. (Fuente: Elaboración Propia)

Figura 8. Desprendimiento de rocas en N-621, PK 159+200 MD (4/11/2013). (Fuente: El Diario Montañés)

En lo que se refiere a la solución para la interceptación de las piedras que pueden caer sobre la carretera, puede diferenciarse a su vez tres tipos de actuaciones:

- a) La primera consiste en la colocación de barreras dinámicas en los principales emplazamientos en los que es previsible la caída de piedras. En función de la geometría y geomorfología de cada uno de estos emplazamientos, se proyecta la colocación de barreras dinámicas de diferentes tipologías. Se colocaron

pantallas de 150, 500 y 1.000 KJ (Figuras 9 y 10).

- b) Otro tipo de actuación que se incluye en la emergencia, en relación al control de caída de piedras, es el de limpieza y reparación de las barreras dinámicas existentes en el tramo de referencia. Muchas de estas barreras se encuentran dañadas o cargadas de piedras con lo cual su funcionamiento no está garantizado y hace necesaria estas labores de limpieza y reparación.
- c) La tercera actuación consiste en la colocación de red de cable en determinadas zonas con peligro de desprendimiento, en los que el tamaño de las rocas hace que sea más favorable la estabilización con un sistema que impida que la caída de rocas se produzca. La solución consiste en la instalación de paños de red de cable bulonados a la roca sana mediante anclajes metálicos de 25 mm de diámetro.

Así mismo, se han ejecutado varios cruces de calzada mediante tubos de diámetro 500 mm con los que se trata de dar más puntos de desagüe a la red de cunetas. Esta actuación se ha complementado con una importante labor de limpieza y mejora del drenaje longitudinal de la carretera.



Figuras 9 y 10. Colocación de pantalla dinámica de 500 y 1000 KJ en la carretera N-621. (Fuente: Elaboración Propia)

Otras soluciones a la interrupción del tráfico por materiales del propio entorno de la carretera son muros, repies y piel de escollera, geomallas con red de cables o con triple torsión, o bien hinca de carriles.

- Soluciones adoptadas para la gestión del agua de escorrentía en zonas Kársticas.

El problema de gestión del agua de escorrentía, es el de las corrientes de agua que, tras un fuerte aguacero o en época de aludes o deshielo, caen sobre la calzada en forma de cascada desde los escarpes que bordean la carretera, lo que impide o al menos dificulta la circulación de los vehículos (Figura 11). Existen multitud de salidas de cuevas kársticas, que cuando se dan episodios como los anteriormente descritos, cargan sus niveles al

máximo y producen impresionantes cascadas sobre la carretera nacional. Además de las cascadas se producen continuamente caída de piedras: como media se llegan a contabilizar 50 piedras en un día en el tramo del Desfiladero de la Hermida. Hay que tener en cuenta que la finalidad de la actuación en ese PK era la de canalizar esa cascada para no obstaculizar el tráfico. Así, con ello se ha reducido en esa zona un 74% la caída de piedras.

La energía de estas cascadas se disipó mediante la colocación de secuencias de módulos metálicos a base de perfiles o varillas colocadas al terreno, pantallas dinámicas complementadas con malla metálica y pantallas de cadenas (Figura 12). Se canalizó la cortina de agua hacia el río Deva mediante la colocación de red metálica de abertura reducida. En ocasiones, el talud rocoso se encuentra muy próximo a la carretera, por lo que el agua de escorrentía cae directamente sobre la calzada, encharcándola con escasa posibilidad de drenaje, llegando incluso a inundarla transitoriamente tras un fuerte aguacero.



Figura 11. Situaciones en la carretera N-621 producidas por lluvias intensas en ladera rocosa (aguas arriba) sin actuar. (Fuente: Elaboración propia).



Figura 12. Funcionamiento de Módulos nº 2 en parte baja de talud ante episodios de lluvias. (Fuente: Elaboración Propia)

Las actuaciones llevadas a cabo en la Carretera Nacional N-621 se centran en la absorción de la energía del agua de cascadas a base de Pantallas Dinámicas y Pantallas de Cadenas

complementadas con Malla metálica, dispuestas según orografía en secuencia para la adecuada disipación de la energía (Figura 13). Se reforzaron los sistemas con malla metálica (20/13) y (50/13) en vertical en protección tipo 1 (M1) y tipo 2 (M2), respectivamente (Figura 12), y malla metálica (15/13) adosadas al terreno en protección tipo 3 (M3).



Figura 13. Esquema y funcionamiento de Módulos en la zona de Las Higueras ante episodios de lluvias. (Fuente: Elaboración Propia).

5. ASIENTO Y VUELCO DE MUROS. PROBLEMA TIPO 3.

Se produjo en la A-67 cerca de la localidad de Pujayo, un deslizamiento en cabeza en el muro verde de 17 m de altura e inclinación de 70° , que sostiene la autovía en el relleno de acceso al viaducto de Pujayo. Deslizamiento superficial tipo "cuchara" en una longitud aproximada de 15 m y una altura de unos 6 m. También se observó en otras zonas del muro verde el inicio de un proceso de vuelco/rotura del escalón superior del muro.

La solución consistió en asegurar la cabeza del talud de un muro verde con un sistema de refuerzo formado por una geomalla tridimensional volumétrica, malla de triple torsión y cable de acero de diámetro 16 mm, formando triangulaciones de 8x3 m, todo ello anclado al terreno mediante bulones tipo autoperforante y redes de cable. Al tratarse de un muro verde con relleno tipo pedraplén fue necesario el uso de bulones autoperforantes con una mayor dotación de mortero en su bulbo de anclaje que asegurar la resistencia que necesita el sistema (Figura 14).



Figura 14. Muro verde con bulones autoperforantes en la autovía A-67. (Fuente: Elaboración Propia)

Otro desprendimiento acaecido en el PK 118+300, el 20 de enero de 2013 (Figura 15), en el muro de sostenimiento de la N-623, carretera local de Corvera de Toranzo, la cual no sufrió ningún desperfecto debido a la hincada de carriles que se realizó en su día y que ha quedado al aire. La solución consistió en el saneo del talud, colocación de geomalla y red de cables bulonada. Encauzamiento del manantial. Ampliación de la hincada de carriles como refuerzo de la ya existente con cabeza soldada y hormigonada.



Figura 15. Hincada de carriles, colocación de geomalla, red de cable bulonado y reconstrucción de abrevadero en la carretera N-629 producidas por lluvias intensas. (Fuente: Elaboración propia).

En la carretera N-629 (Figura 16), en el PK 50+100, a la altura del Puerto de Los Tornos. Se produjo otro desprendimiento en el año 2012, es una carretera muy antigua, con más de 100 años y un paquete de firme exiguo, entre las soluciones adoptadas, está la instalación de estructura metálica compuesta por vigas tipo UPN-160 y HEB-160, arriostrada y bulonada al terreno mediante bulones autoperforantes TITAN 30/16 de 30 mm, semejante a la que se hizo en el año 2016, en la carretera N-623a (Figura 17) y, donde además, se ejecutó una escollera a doble cara.



Figura 16. Hundimiento de la plataforma de la carretera N-629 producida por lluvias intensas y señalización provisional (Fuente: Elaboración Propia).



Figura 17. Deslizamiento del monte causado por las intensas lluvias, provocando el corte total de la carretera N-623 y N-623a en la tarde del 10 de marzo de 2016. PK. 117+300 m.i. (Fuente: Elaboración propia).

6.CONCLUSIONES.

En el tiempo transcurrido desde la ejecución de las soluciones expuestas (1-5 años), se ha demostrado que estas funcionan adecuadamente. Destacan los buenos resultados obtenidos con el uso de las cortinas de cadenas en el desfiladero de la Hermida, logrando mejorar sustancialmente las condiciones de seguridad vial en tiempo de lluvia y la estabilidad lograda con el empleo de la estructura celular de troncos de eucalipto en la A-8, evitando cualquier deslizamiento durante el invierno. Estos sistemas han soportado la climatología adversa dada en los siguientes años, lo que demuestra su validez ante este tipo de riesgos no deseados.

Puede afirmarse que todas las actuaciones presentadas en este artículo han demostrado ser válidas a lo largo del último año de explotación de la carretera frente a eventos climáticos adversos. Se ha logrado con cada una de las actuaciones mejorar la seguridad de los usuarios de estas vías.

ESTABILIZACIÓN DE UN DESLIZAMIENTO EN EL PUERTO DE PAJARES

CESAR FERNANDEZ-NESPRAL ¹, CARLOS OTEO ² y PEDRO SOLA ³

¹ Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias

² Catedrático de Ing. del Terreno

³ I.I.T., S. L.

RESUMEN

Se describen los estudios y actuaciones para corregir la inestabilidad, que venía sufriendo desde antiguo, un tramo de 70 m, en Pk 85+250 de la CN-630 cerca del puerto de Pajares, a causa de reptación lenta activada con el agua de deshielo, que afecta al coluvial y al substrato del carbonífero. La solución que se ejecutó utilizando alternativamente un solo carril y en siete meses incluidas paradas por las nevadas invernales, comprendió inyecciones armadas con encepado de hormigón armado en la calzada, junto con una barrera de drenaje, en arcén aguas arriba, mediante pozos verticales con abanicos radiales de taladros, desaguando por gravedad 8 l/min en febrero de 2017.

1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

El trazado de la CN-630, en su bajada hacia Oviedo cerca del puerto de Pajares, discurre a media ladera, con su plataforma en desmonte y terraplén de alturas baja a media, y separado unos 150 m al oeste del túnel ferroviario de Canto del Estichero. Hacia su PK 85+250, Fig. 1, un tramo de unos 70 m de longitud había venido sufriendo, desde antiguo, descensos continuados, que venían obligando a frecuentes recrecimientos de su rasante mediante sucesivas capas de aglomerado asfáltico.



Fig. 1. Vista general del tramo con inestabilidad.

En la primavera de 2015, al aumentar los síntomas de inestabilidad de ese tramo, se realizaron cuatro ensayos DPSH de penetración dinámica continua, dos sondeos mecánicos, a ambos lados de la calzada, para reconocer el terreno e instalar tubos inclinométricos para medir los desplazamientos horizontales del terreno. Además, se colocaron referencias topográficas en el pavimento, tanto para medir sus movimientos en ambos arcenes, como para delimitar con exactitud el tramo afectado por los mismos. Los resultados de estos reconocimientos y auscultación pusieron de manifiesto una inestabilidad incipiente de lenta reptación, que afectaba al conjunto ladera-calzada, con su cabeza en el talud de desmonte aguas arriba, espesores de 3 a 12 m bajo la carretera aumentando ladera abajo, y con su posible salida unos 60 m más abajo en el antiguo relleno vertido, existente por encima de una línea de alta tensión. El terreno inestable aparece compuesto por terraplén, relleno vertido fuera de la calzada, suelos coluviales y comienzo muy fragmentado y alterado de roca compuesta por pizarras, limolitas, areniscas y calizas karstificadas.

Al inicio del verano de ese 2015, al registrarse una activación significativa de la velocidad de los movimientos, de hasta 4 mm/mes y provocando un hundimiento mayor de 5 cm en el pavimento, la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, a través de su Demarcación en Asturias, adjudicó a ALDESA, como empresa contratista, las obras de emergencia para corregir las inestabilidades de este tramo de unos 70 m de longitud. Las actuaciones previstas comprendían el refuerzo y mejora del terreno bajo la calzada con taladros de inyecciones de fracturación, armados con tubo de acero y encepados con losa de hormigón armado, así como el drenaje profundo del subsuelo mediante una barrera de pozos verticales drenantes provistos de drenes subhorizontales.

2. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS Y CORTE GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

De cara al diseño final de las actuaciones a realizar, fue necesario definir con mayor exactitud la situación de la superficie potencial de deslizamiento, así como la estructura y composición del terreno a ser mejorado con las inyecciones armadas. Para ello se efectuó una campaña adicional de reconocimientos con perfiles geofísicos longitudinales de tomografía eléctrica y sísmica de refracción, junto con sondeos mecánicos en cuyos taladros se colocó tubería inclinométrica ranurada para medir desplazamientos horizontales y niveles de agua en el terreno, véase Fig. 2. Además se completaron los hitos existentes, con referencias topográficas también en ambos arcenes de la calzada, a fin de medir los movimientos por colimación, y conocer la dirección exacta de la inestabilidad potencial, ya que había indicios de que no seguía la máxima pendiente de la ladera.

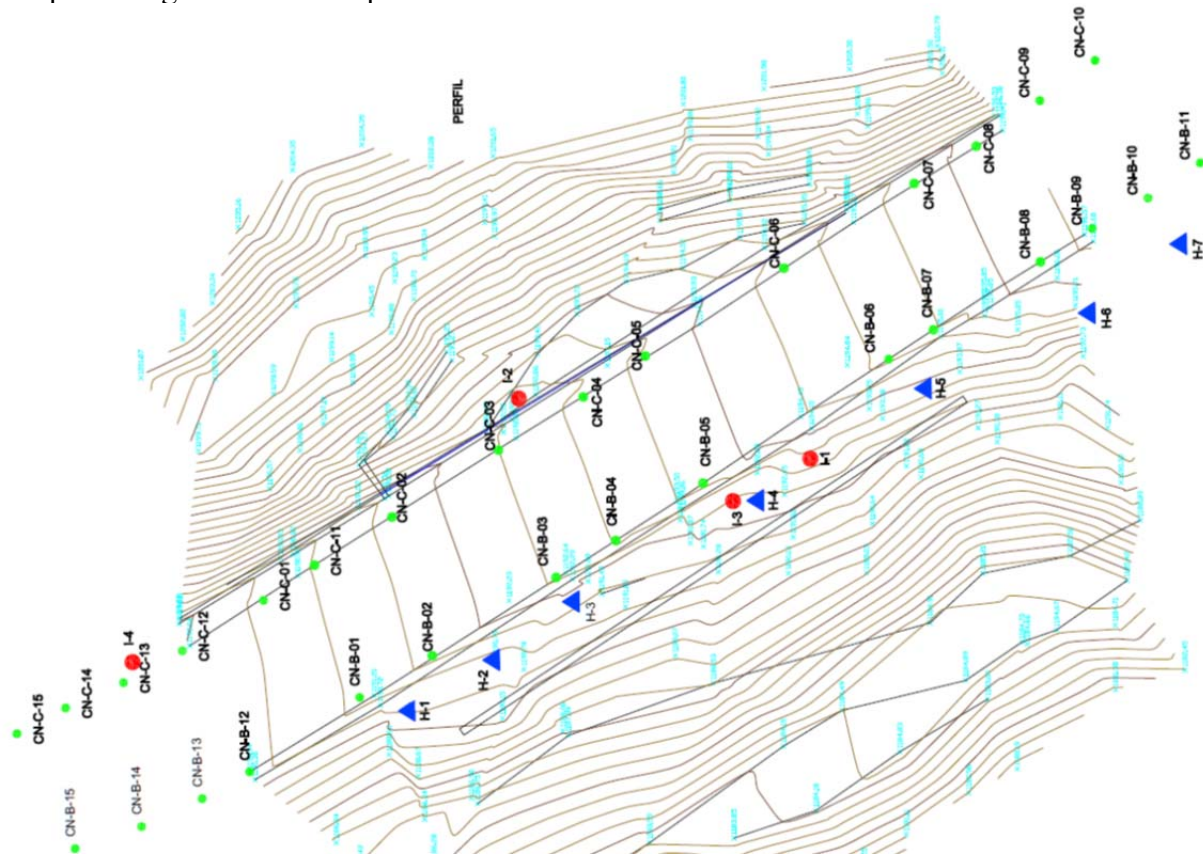


Fig. 2. Planta de campaña adicional de investigación geotécnica y auscultación.

Los resultados de la información geotécnica obtenida se han recogido en el corte transversal geológico-geotécnico de la Fig. 3, en donde el terreno está compuesto por:

- a) Recubrimiento cuaternario de rellenos antrópicos y coluvial de limos, arcillas y gravas, todo ello con espesores de 3 a 15 m;
- b) Substrato carbonífero del Grupo Lena, constituido

por pizarras, limolitas y areniscas con algunos bancos de caliza karstificados, buzonado hacia E-SE y con su inicio muy alterado grado IV a VI.

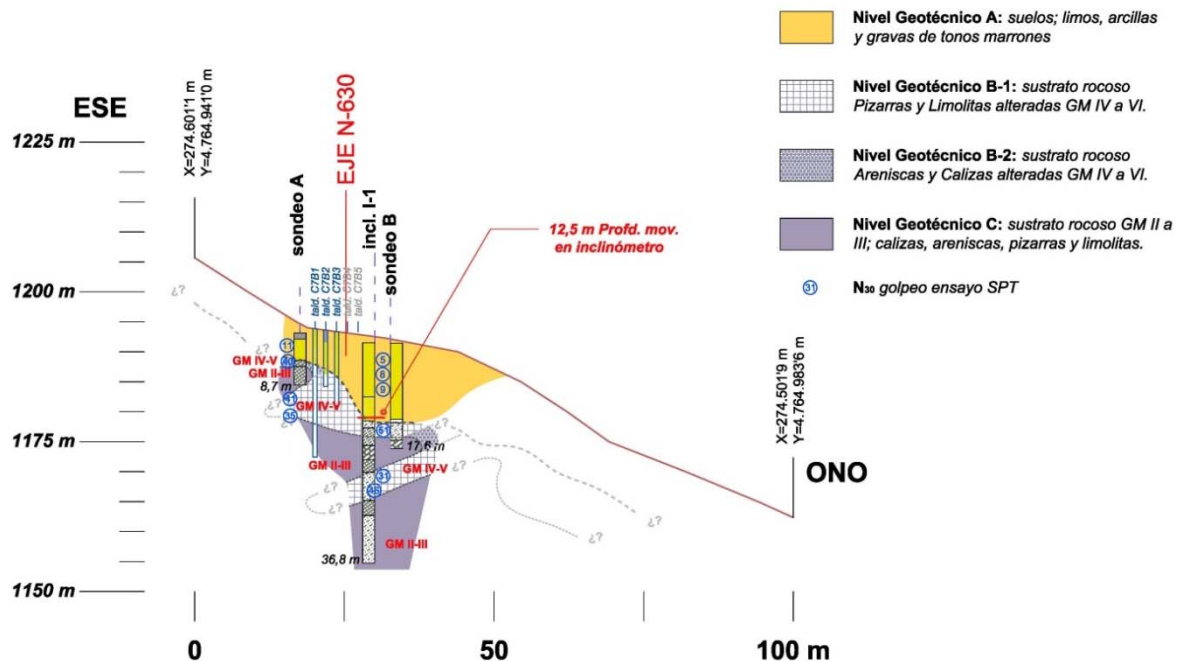


Fig. 3. Perfil Geológico-geotécnico representativo.

Los suelos cuaternarios se han caracterizado por velocidades de las ondas de presión inferiores a 1200 m/s en sismica de refracción, y en tomografía eléctrica, por resistividades menores a 200 ohm·m para los rellenos antrópicos y mayores de esa cifra para el coluvión; los ensayos SPT presentaron valores muy variables y dispersos entre 5 y 15. El contacto con el carbonífero subyacente fue establecido asignado a limolitas y pizarras alteradas velocidades de 1200 a 1750 m/s y a las calizas y areniscas alteradas de 1750 a 2000 m/s y resistividades menores de 100 ohm·m, y mayores de 100 ohm·m para esas mismas propiedades; a la roca poco alterada se le asignaron velocidades de 2000 a 2300 m/s, y a la roca sana velocidades por encima de este último valor, apareciendo el techo de esta última a profundidades entre 13 y 16 m bajo la calzada; los ensayos SPT registraron valores de 30 a 50 en el comienzo alterado de la roca y rechazo en los niveles más sanos. En los sondeos perforados en otoño de 2015 no se detectó nivel freático general; no obstante, es muy probable que exista un acuífero temporal al inicio del verano, como consecuencia del deshielo de las nieves invernales, que ocupa el fondo del cuaternario y el comienzo de la roca más fracturada y alterada. Esta hipótesis viene avalada por la diferencia en cota para el techo del sustrato rocoso alterado, dada por la sismica y la tomográfica eléctrica; al ser de 1 m por encima en la sismica respecto a esta última, esta diferencia es explicable por un mayor contenido de humedad, o incluso por presencia de agua, en el inicio de la roca alterada.

3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA SITUACIÓN EXISTENTE

Ante las evidencias de una situación precaria en la estabilidad del conjunto ladera-calzada con un factor de seguridad algo por encima de la rotura ($F \approx 1$), se efectuó un análisis con el método de equilibrio límite, tratando de caracterizar la situación existente, previa a las actuaciones previstas, y disponer de una base para cuantificar el efecto estabilizador de las mismas. A partir del corte geológico-geotécnico de la Fig. 3, se estableció el perfil de cálculo representativo del terreno en el tramo inestable, compuesto por los siguientes niveles geotécnicos: nivel A de limos, arcillas y gravas (rellenos antrópicos y coluvión); nivel B1 de pizarras y limolitas alteradas (substrato grado de meteorización IV a VI); nivel C de calizas areniscas, pizarras y limolitas (substrato grado II a III); y finalmente, roca poco alterada y sana desde 13 a 16 m bajo la calzada. Los parámetros geotécnicos correspondientes a cada uno de esos niveles, que se definieron inicialmente según los resultados de la investigación geotécnica y la experiencia de los autores en casos similares, se han reflejado en la Tabla 1 adjunta. La influencia del agua, sobre todo al comienzo del verano cuando se han medido las velocidades mayores de los movimientos, se consideró suponiendo un acuífero temporal en el fondo del nivel A con parámetro " r_u " para la presión intersticial equivalente a 0'2, y ocupando parcialmente el nivel B1 con r_u igual a 0'1.

Efectuados los cálculos con el código SLIDE de Rocscience, habiendo reajustado los valores iniciales "estimados" de los parámetros de resistencia a corte hasta obtener un factor de seguridad entre 1 y 1'1, se llegaron a los valores "deducidos" finales también mostrados en la Tabla 1, y a las superficies potenciales de deslizamiento reflejadas en la Fig. 4 adjunta, las cuales atraviesan el cuaternario y el inicio alterado del substrato rocoso carbonífero a las profundidades indicadas por las medidas inclinométricas.

Tabla 1. Parámetros Geotécnicos Estimados y Deducidos¹

Nivel Geotécnico	Densidad aparente (kN/m ³)	Cohesión (kPa)	Rozamiento (°)	R_u ²
A	19	0 – 5 (5) (residual)	24-26 (27)	0,2 ³
B1	20	20 – 40 (5)	28-30 (28)	0,1
B2	21	20 – 40 (10)	32-34 (31)	0 ⁴
C	25	60 – 120 (90)	40-45 (43)	0 ⁴

¹ Deducidos para Factor de seguridad de 1.1.

² Parámetro de presión intersticial, según situación de nivel freático.

³ Se supone que hay agua durante el deshielo y algo encima de la base.

⁴ La influencia del agua es nula

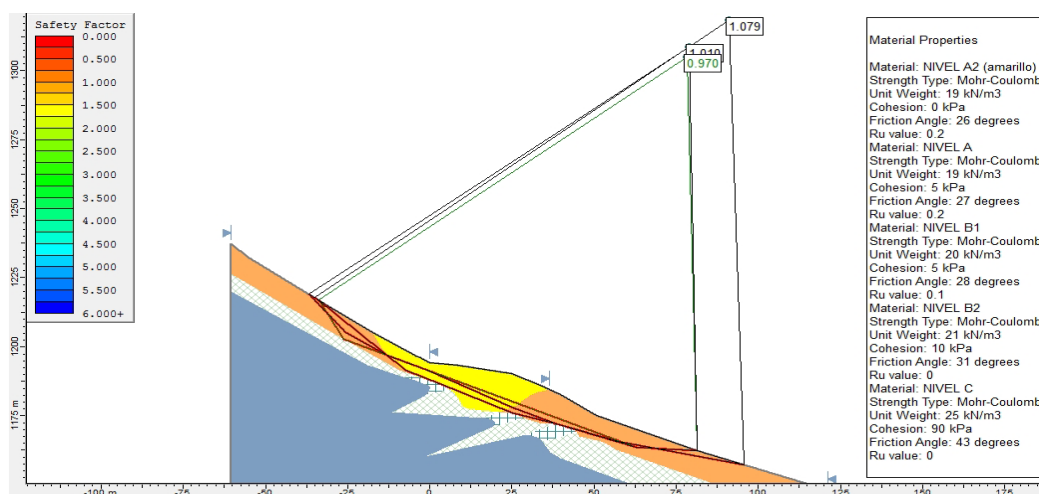


Fig. 4 Análisis de estabilidad para situación existente con factor de seguridad cerca de 1.

4. ACTUACIONES DE ESTABILIZACIÓN DISEÑADAS Y SU COMPORTAMIENTO

Como la CN-630 es la única vía importante libre de peaje entre León y Asturias, y la topografía del entorno del tramo afectado no admite ningún desvío provisional alternativo, la ejecución de las actuaciones tan solo debía ocupar uno de los carriles en cada una de las fases de desarrollo de los trabajos. Estos condicionantes, unidos a la rapidez y flexibilidad de su ejecución, llevaron a optar por la solución prevista que comprendió: a) Inyecciones armadas con tubo-manguito de acero y lechada de cemento, para mejora y refuerzo del terreno inestable bajo la calzada; b) Losa de hormigón armado como encepado de los tubos de acero; c) Y pozos verticales de gran diámetro, conectados entre sí y con abanicos radiales de taladros subhorizontales, para drenaje del terreno por encima de la roca estable, y evacuación por gravedad del agua captada.

En las inyecciones armadas, la lechada de cemento inyectada fracturaría el terreno alrededor de cada taladro, y lograría su mejora y refuerzo, con episodios sucesivos de inyección, al densificar el volumen entre taladros, y al “armarlo” tanto con los tubos de acero, como con las propias intrusiones de lechada endurecida. Este proceso, de acuerdo con la experiencia, iría aumentando las propiedades mecánicas (resistencia a corte y módulo de deformación) del terreno, y por tanto, este aumento podría evaluarse con el aumento de la presión de fracturación, o presión de inyección final en cada episodio. Las presiones finales a lograr para terminar el tratamiento, fueron variables con la profundidad y tipo de terreno, siendo de 0’7 a 1’5 MPa para el recubrimiento cuaternario y de 1’5 a 2 MPa para el sustrato alterado. El tratamiento estaba compuesto por doce contrafuertes, o elementos discontinuos, de taladros de inyecciones armadas, a modo de pasadores resistentes dentro del conjunto inestable, los cuales tenían planta rectangular en todo el ancho de la calzada, y dirección transversal algo desviada respecto al eje de la misma,

tratando de seguir la dirección de los desplazamientos dados por la colimación topográfica.

Con esta disposición de la Fig. 5 adjunta, se dejaban “ventanas” de terreno sin tratar, con objeto de permitir la captación del agua subálvea por los pozos ubicados en esas “ventanas”, y de no crear una pantalla impermeable continua que impida la circulación de las posibles filtraciones residuales, elevando los niveles piezométricos. La separación entre contrafuertes contiguos era de 4 m entre sus filas extremas de taladros adyacentes, con lo que el espacio sin inyectar o “ventana” era de unos 2 m.

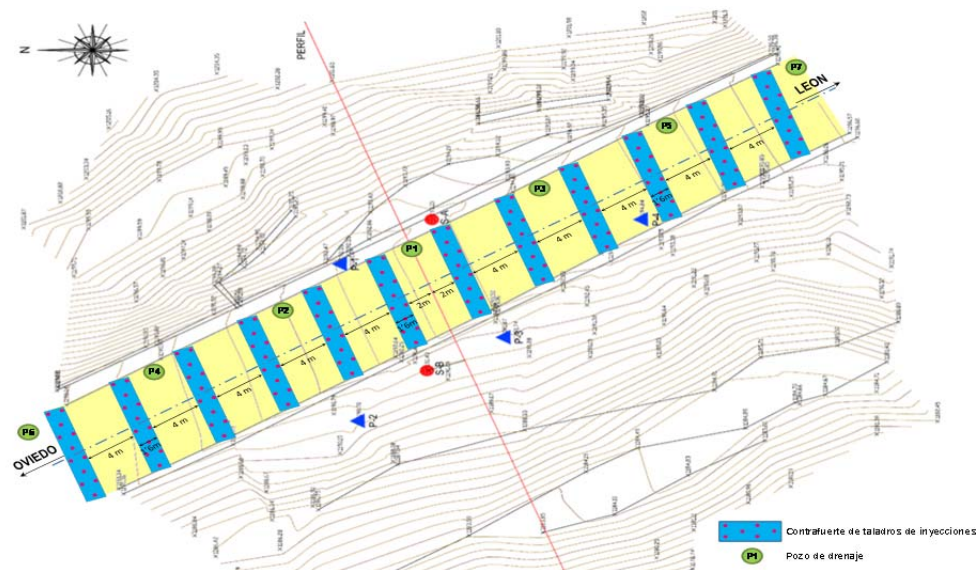


Fig. 5. Planta general con contrafuertes de inyecciones armadas y pozos drenantes.

Las dimensiones teóricas de la planta de cada contrafuerte, suponiendo un alcance medio de 1 m para la inyección, resultarían de 3'6 y 9'2 m en direcciones longitudinal y transversal a la calzada. Como se muestra en la Fig. 6 adjunta, cada contrafuerte comprendía 15 taladros de inyección, dispuestos en tres filas paralelas separadas 0'8 m, con 5 taladros en cada una, y ubicadas al tresbolillo con intervalos de 1'8 m dentro de cada fila. Los taladros tendrían directrices vertical y/o inclinada desde 5 a 19°, a fin de que la longitud del terreno mejorado a la altura de la superficie de deslizamiento, se incrementase de 3 a 6 m (Fig. 6). Las longitudes para los taladros, resultaban de la necesidad de atravesar el recubrimiento cuaternario y el comienzo muy alterado (grado IV a VI) del substrato rocoso, hasta penetrar 1 m en la roca menos alterada (grado III a IV). Cada taladro tendría un tubo-manguito de acero, con límite elástico 560 MPa, diámetro exterior 88'9 mm y espesor 9'5 mm, provisto de válvulas cada metro, y unión entre tramos mediante manguitos para no perder capacidad resistente.

La losa de hormigón armado que encepaba los tubos de acero de los taladros de inyección tendría 0'4 m de canto, contaría con cabezas de conexión en los tubos, y estaría armada

estructuralmente para resistir las solicitaciones a flexión, cortante y sobre todo, punzonamiento de los tubos, que transmitían cargas de 24 a 38 t. Como había de ejecutarse en dos fases longitudinales, ambos carriles quedaban conectados con armadura pasante y perfil de unión tipo “nervometal”; además se disponía en el centro del tramo una junta de dilatación transversal con pasadores de conexión longitudinal.

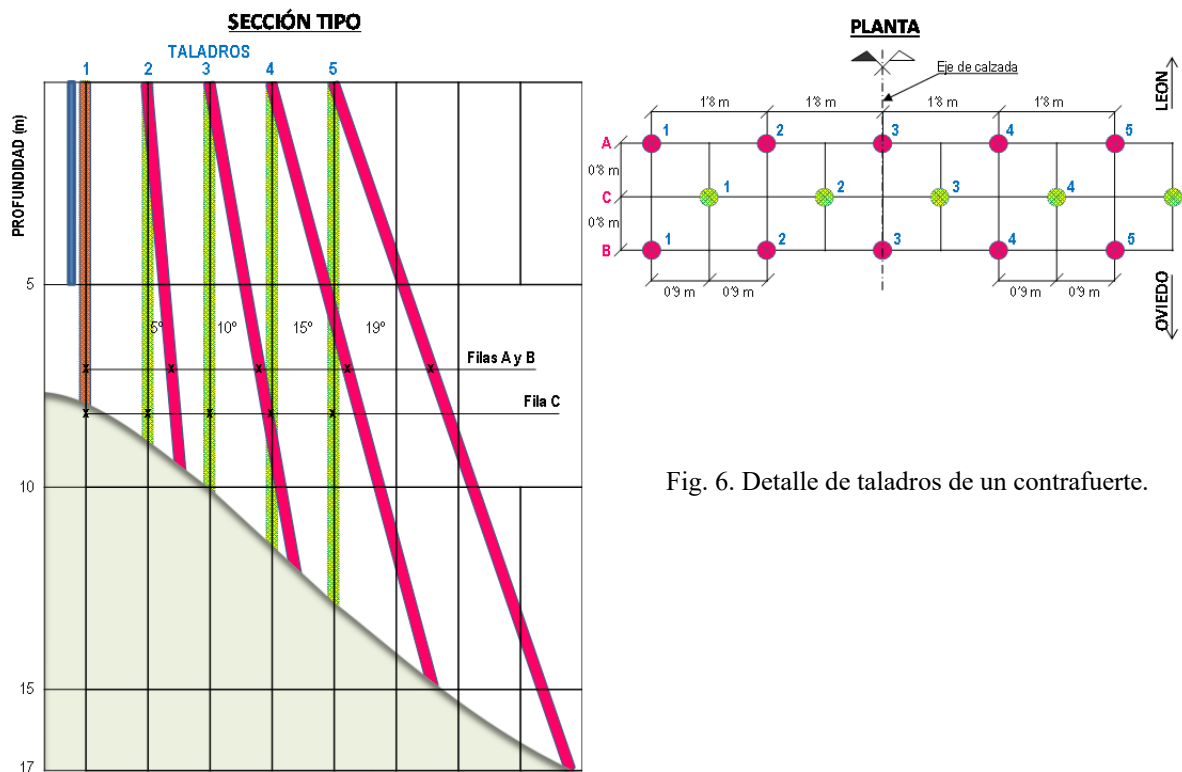


Fig. 6. Detalle de taladros de un contrafuerte.

Los pozos de drenaje debían captar el agua subálvea que circula por el fondo del recubrimiento cuaternario y por el inicio del substrato rocoso, muy alterado, tratando de que no penetre bajo la calzada; por tanto, la barrera prevista se ubicó cerca del arcén aguas arriba de la ladera, lo que además disminuía la profundidad necesaria. Tal como indica la Fig. 5, se disponían siete pozos distanciados unos 11 m entre ejes, cuya secuencia de ejecución sería desde el centro del tramo afectado hacia ambos extremos, y su longitud sería de unos 9 m para alcanzar el substrato rocoso estable. La perforación de cada pozo era de 1'5 m de diámetro y su revestimiento definitivo con anillos prefabricados de hormigón, provistos de ranuras para entrada de agua captada por el relleno granular perimetral; durante la perforación habrían de adoptarse precauciones especiales frente a posible atmósfera con gas explosivo (“grisú”) procedente de las rocas del carbonífero. Los drenes radiales tendrían 50 mm de diámetro y se dispondrían en dos niveles separados 2 a 3 m, cada uno con cuatro taladros de 4 a 6 m. las conexiones entre pozos y la conducción de evacuación hacia la ladera tendrían 75 mm de diámetro y pendiente del 3 %.

En el análisis del comportamiento futuro del tramo afectado, debía considerarse la estabilidad

del conjunto ladera-calzada como aspecto más crítico, dado que si esta es suficientemente correcta, los movimientos de la losa de hormigón serán poco significativos al estar cimentada sobre “micropilotes” empotrados en el substrato rocoso poco alterado. En el cálculo del nuevo factor de seguridad se consideró tanto la mejora y refuerzo de los contrafuertes de inyecciones armadas, como el efecto drenante sobre el acuífero temporal, producido por el deshielo, que efectúa el sistema de pozos verticales y taladros subhorizontales. La influencia de la inyección se tuvo en cuenta a partir de la experiencia existente para tratamientos con presiones finales de inyección elevadas como las de este caso, confirmada por los autores en tratamientos similares mediante ensayos geofísicos “crosshole”, ReMi y ondas superficiales Raleigh, o mecánicos in situ SPT y presiométricos; con esta base se ha considerado un aumento de la cohesión hasta 60 kPa para los niveles A, B1 y B2, y que no hay ningún cambio en el rozamiento interno de todos los niveles. El coeficiente de ponderación para un análisis bidimensional se ha calculado con alcance de 1 m para la inyección desde cada taladro, puesto que la mejora no afecta a todo el terreno inestable, y las nuevas cohesiones equivalentes para ese cálculo son 41’82, 41’82 y 49’09 kPa para esos niveles anteriores. Además, el refuerzo como pasadores de los tubos de acero se ha considerado con su resistencia a cortante de 412 kN por unidad, equivalentes a 124’93 kN/m para el cálculo 2D. La influencia del efecto drenante de los pozos y drenes radiales se ha tenido en cuenta disminuyendo el parámetro “ r_u ” hasta valores nulos en condiciones normales, o con r_u igual a 0’1 para el nivel A en el supuesto pesimista de una recarga súbita desde superficie.

Los valores mínimos resultantes para el factor de seguridad fueron 1’49 y 1’39 para las dos situaciones anteriores (normal y extraordinaria), que son suficientes dado que los parámetros adoptados han sido del lado de la seguridad. En los dos casos, tal como indica la Fig. 7, la superficie potencial de deslizamiento ya no afecta a la calzada, si no que se produce en la ladera aguas abajo.

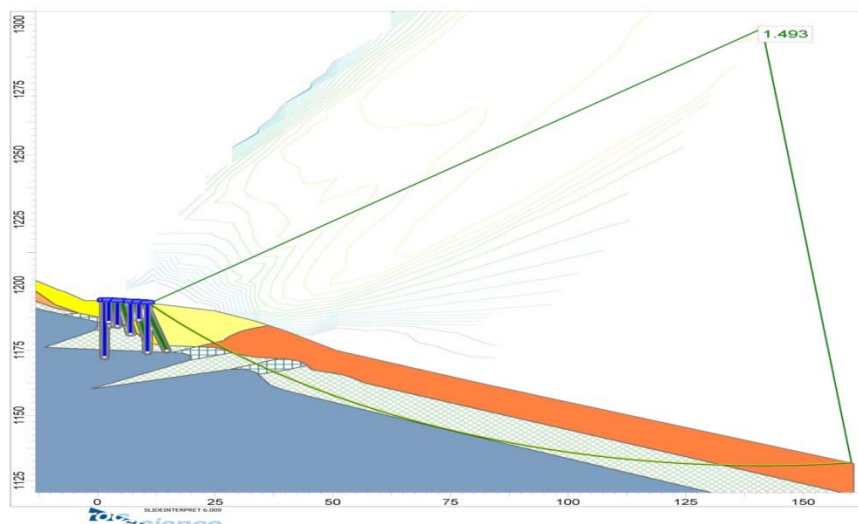


Fig. 7. Factor de seguridad al deslizamiento después de actuaciones.

5. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS Y MOVIMIENTOS MEDIDOS

Tras finalizar la investigación geotécnica ya citada, el tratamiento con inyecciones armadas se comenzó por el carril sentido Oviedo aguas arriba de la ladera, en donde se ubicaría posteriormente el sistema drenante de pozos verticales y taladros radiales, y se finalizó con los taladros ubicados en el carril sentido León.

Los taladros se realizaron con carros de perforación y útiles de rotopercusión de 168 mm de diámetro, con entubación provisional y barrido del detritus con aire comprimido, a fin de inestabilizar lo menos posible al cuaternario muy sensible al agua. La longitud de los taladros fue de 7'9 a 12 m en el carril sentido Oviedo y de 15 a 21'4 m en el sentido León. En algunos de ellos se encontraron oquedades en el contacto del coluvión e inicio de substrato rocoso alterado, y además especialmente bajo el carril en sentido León, existía “despegue” entre el firme, con sucesivos recrecidos hasta espesores superiores a 1 m, y el terreno que había asentado a causa de la inestabilidad existente; estas oquedades que no permitían el sellado del espacio anular entre terreno y tubos-manguito con la lechada empleada (a/c = 1 y 3% de bentonita), fue necesario rellenarlos con mortero de cemento, requiriendo la reperforación del taladro en algunos casos. La inyección de fracturación se realizó con lechada de cemento CEM I 52'5 R con dosificación en peso a/c de 0'7, buscando limitar los “escapes” fuera de la planta de la calzada y su endurecimiento rápido para reducir todo lo posible los asientos adicionales por “colapso” del recubrimiento cuaternario; no obstante, los asientos debidos a esta causa dieron lugar a grietas y fisuras en el pavimento del carril sentido León, que fueron sellados con lechada de cemento y mastic bituminoso desde la superficie.

Ante ese deterioro del apoyo del firme, sobre todo en el carril sentido León, y buscando la mayor seguridad del tráfico rodado, se optó por comenzar la losa de encepado por dicho carril, y finalizar la mitad del carril sentido Oviedo, dejando las ventanas, cuadradas de 2 m de lado, correspondientes a los pozos verticales drenantes, que se ejecutaron después.

La perforación de los pozos verticales, con 1'5 m de diámetro se realizó con equipo de pilotes de gran diámetro, preparado para entubar provisionalmente el recubrimiento cuaternario y utilizar útiles de widia para atravesar roca dura; todo ello sin invadir el carril sentido León, y siguiendo el protocolo de trabajo en espacios confinados con riesgo de gases carbonados (acceso controlado, ventilación, medidas de atmósfera, etc). Se ejecutaron los siete pozos previstos con longitudes entre 6'7 y 9'4 m, encontrando agua subálvea en el fondo de los últimos tres pozos más cercanos al extremo Oviedo, y especialmente en el P6; este agua captada fue extraída con bomba hasta completar el desagüe por gravedad, que en febrero de 2017 daba un caudal de 8 l/min. Los abanicos radiales de drenes subhorizontales, así como las conexiones entre pozos contiguos y el conducto de evacuación general se perforaron con equipos especiales desde el interior de los pozos, ejecutándose este último conducto desde el pozo P-6 que captaba mayor caudal de agua. A pesar del riesgo de encontrar los tubos de las inyecciones, las desviaciones de todos esos taladros fueron mínimas, y tan solo hubo que realizar una reperforación de 11'35 m.

Los trabajos finales comprendieron la instalación de las tapas para hacer visibles los pozos verticales, hormigonadas in situ con moldes, y la reposición del pavimento con aglomerado asfáltico armado con malla en las transiciones de los bordes de la losa de encepado

La medida de los movimientos del terreno con tubos inclinométricos y de la calzada con referencias topográficas, se efectuó antes del inicio de las actuaciones, desde final de abril de 2015, con la instrumentación ya existente, y durante estas últimas, desde principios de diciembre siguiente, también con la instrumentación adicional antes citada; no obstante, como suele suceder en este tipo de trabajos, la lechada de las inyecciones obstruyó los tubos inclinométricos excepto el I2 que permaneció hasta casi su final, y las referencias de colimación e hitos de nivelación en el pavimento fueron dañadas y finalmente, debieron ser sustituidas después de hormigonar la losa de encepado y reponer la rodadura del pavimento.

En los tubos inclinométricos, el desplazamiento horizontal máximo, medido en cabeza antes del inicio de las inyecciones, fue de 12 mm con velocidad máxima de 4 mm/mes en los dos meses iniciales del verano 2015, coincidiendo, pues, con el deshielo, y con velocidad media de 2 mm/mes para los algo más de seis meses de medidas. Durante la ejecución de las inyecciones el inclinómetro I2 en arcén aguas arriba mostró un incremento de 4 mm en el primer mes (velocidad 4 mm/mes) con las inyecciones del carril sentido Oviedo; mientras que en los siguientes casi cinco meses hasta finalizar las inyecciones, el aumento fue de 19 mm, equivalentes a 4'5 mm/mes de velocidad. El inclinómetro I1 en el arcén aguas debajo de la ladera, el aumento de desplazamiento horizontal fue también de 4 mm en el mes inicial hasta resultar obstruido, hacia 12 m de profundidad, cerca de la altura señalada para la superficie de deslizamiento.

A la vista de estos datos cabe concluir que la lechada de la inyección tuvo vías preferentes de circulación cerca de la superficie de deslizamiento, siguiendo la pendiente de la ladera, y que hasta endurecer y mejorar el terreno, produjo desplazamientos en el mismo de unos 4 mm/mes, similares a la velocidad atribuible al agua del deshielo antes de las actuaciones.

En las referencias topográficas, los asientos medidos en la calzada, en los seis meses anteriores a las actuaciones, presentaron valores máximos de 15 a 58 mm (velocidades de 2'5 a 10 mm/mes), todos ellos claramente superiores a lo medido por los inclinómetros; mientras que en el primer mes de las inyecciones se produjo un incremento de 13 a 25 mm. Los desplazamientos horizontales, medidos antes de las inyecciones fueron de 9 a 14 mm, con velocidades máximas de 1'5 a 3'5 mm/mes, en los dos meses de verano 2015; y en el mes inicial de las inyecciones hasta resultar dañadas, se midieron de 2 a 3 mm, equivalentes a las velocidades máximas anteriores

Estos resultados indican que los desplazamientos horizontales de la calzada, a causa de la gran rigidez del firme con espesores de aglomerado por encima de 1 m después de sucesivos recrecidos desde antiguo, han sido inferiores a los del terreno, y lo mismo ha debido suceder con los asientos, hasta originarse el citado “despeque” entre ambos.

6. CONCLUSIONES

Como conclusión de todo lo expuesto anteriormente cabe indicar que:

- la inestabilidad que venía sufriendo un tramo de 70 m, en el Pk 85+250 de la CN-630 cerca del puerto de Pajares, era debida a una reptación lenta que se activaba en el inicio de los veranos con el agua del deshielo, y que afectaba al recubrimiento cuaternario coluvial y al comienzo muy alterado (grado IV a VI) de pizarras, limolitas, areniscas y calizas del carbonífero;
- la solución adoptada que se ha ejecutado, utilizando alternativamente un solo carril sin cortar el tráfico y en el corto periodo de siete meses, incluidas las paradas por las nevadas invernales, ha comprendido inyecciones armadas con encepado de hormigón armado en la calzada, junto con una barrera de drenaje en arcén aguas arriba mediante pozos verticales con abanicos radiales de taladros, que desaguaba por gravedad un caudal captado de unos 8 l/min en febrero de 2017;
- la lechada de inyección ha circulado por vías preferentes cerca de la superficie de deslizamiento, siguiendo la pendiente de la ladera en el contacto coluvial-substrato rocoso;
- los desplazamientos horizontales medidos hasta su estabilización después de finalizar las actuaciones, han tenido velocidades máximas de 2 a 4 mm/mes similares tanto en el verano antes de iniciar las inyecciones, como durante la ejecución de estas últimas hasta endurecer la mezcla y mejorar el terreno inyectado. Los movimientos medidos han sido inferiores en la calzada respecto al terreno, a causa de la gran rigidez de su firme por los espesores de aglomerado mayores de 1 m consecuencia de los sucesivos recrecidos desde antiguo.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento sus facilidades para publicar esta comunicación. Así mismo, agradecen a ORBIS Terrarum y a INGE su colaboración en la campaña adicional de investigación geotécnica y auscultación realizada. Finalmente, quieren expresar su reconocimiento a ALDESA contratista general y PROACON especialista de cimentaciones, por su excelente disposición en todo momento y alto nivel en la ejecución de las actuaciones.

ESTABILIZACIÓN DE UN DESMONTE EN LA AUTOVÍA EX – A1

Antonio Gómez*, Antonio Soriano Martínez[†] y Antonio Soriano Peña^{††}

* Consejería de Fomento, Vivienda, Ordenación del Territorio y Turismo
Gobierno de Extremadura

[†] Ingeniería del Suelo S.A.

^{††} Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno
E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN

La autovía EX-A1 discurre entre Navalmoral de la Mata (Cáceres) y la frontera con Portugal. En la parte final de la autovía, en el término municipal de Coria, la traza atraviesa una formación terciaria compuesta por rocas margosas débiles que están afectadas por altas tensiones tectónicas que han propiciado un buen número de planos de rotura en el interior de la formación rocosa.

A lo largo de la historia geológica, se han producido algunos deslizamientos que ahora se encuentran recubiertos por suelos cuaternarios. El diseño de desmontes de gran altura en este tipo de formación geológica presenta una problemática especial.

El desmonte objeto del artículo, presenta una altura superior a los 30 metros. Cuando se habían excavado los primeros 10 metros del desmonte se produjo una rotura con desplazamientos casi horizontales del orden de tres metros de amplitud.

En el artículo se describe brevemente la geología local, la inestabilidad acaecida, los estudios efectuados para el análisis de la rotura, la solución utilizada finalmente para estabilizar el desmonte, las incidencias acontecidas durante la ejecución de las obras de estabilización y las medidas complementarias adoptadas y, por último, el sistema de auscultación dispuesto para el seguimiento a largo plazo del comportamiento del desmonte.

1. INTRODUCCIÓN

La autovía EX – A1 tiene una longitud aproximada de 100 km, discuriendo entre la localidad

de Navalmoral de la Mata (Cáceres) y la frontera portuguesa, teniendo el trazado una orientación este-oeste. La construcción de la autovía se realizó en tramos, quedando el desmonte objeto del presente artículo situado en el tramo Coria-Moraleja este, más concretamente cerca de la ciudad de Coria, en el valle del río Alagón. En la Figura nº1 se presenta la ubicación del desmonte de referencia.

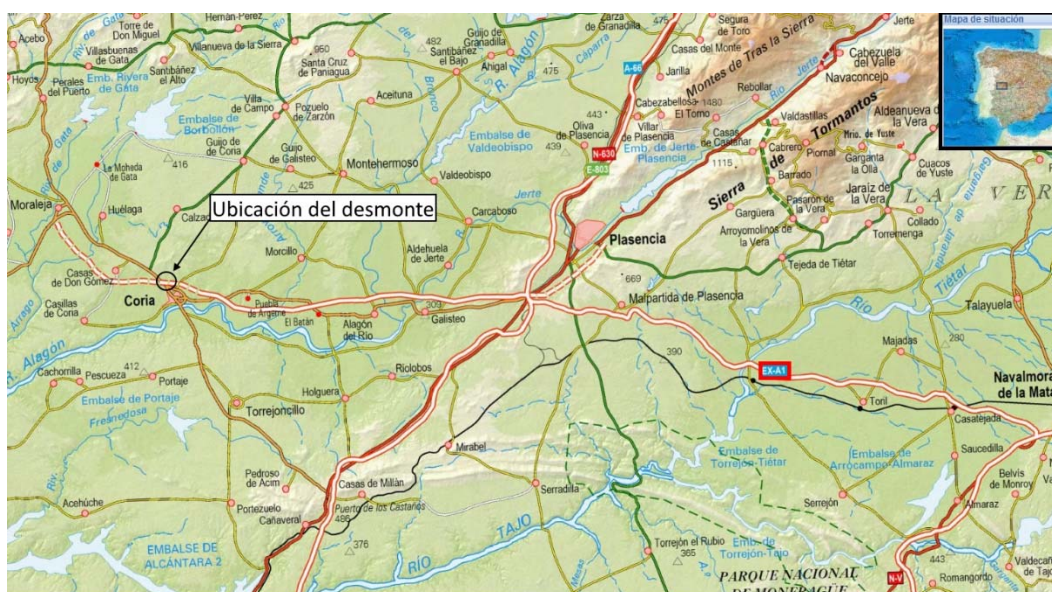


Figura nº1.- Ubicación del desmorte en la autovía EX – A1
(Plano obtenido de la página web del IGN)

A principios del año 2010, cuando se estaban realizando las labores de excavación del desmorte definidas en el Proyecto de Construcción, se produjo una inestabilidad en el talud derecho del desmorte que se encontraba excavado en ese momento (unos 10 metros de altura). En el presente artículo se describe someramente la inestabilidad ocurrida, la solución adoptada y el proceso constructivo de la misma.

2. GEOLOGÍA LOCAL

El sustrato en la zona de ubicación del desmorte objeto del presente artículo, según la información contenida en la hoja 596 del MAGNA, está formado por rocas metamórficas (correspondientes al Complejo Esquistó-Grauváquico precámbrico) recubiertas por un depósito de margas Miocenas.

La bajada del río Alagón (en cuya vertiente septentrional se encuentra el desmorte), en la era Cuaternaria, causó grandes deslizamientos de los depósitos terciarios que formaron, en el interior de la roca margosa existente, numerosas superficies de debilidad.

Los depósitos cuaternarios, la mayor parte de ellos formados por gravas arenosas de tonos

rojizos, se encuentran actualmente recubriendo las margas Miocenas. El contacto entre los suelos Cuaternarios y las margas Miocenas es muy irregular.

En la zona de ubicación del desmonte, se presentan tres unidades geológicas diferenciadas que, desde superficie son: Cuaternario formado por gravas envueltas en matriz areno-arcillosa, zona de transición formado por una alteración de las margas que forman el sustrato terciario y sustrato margoso terciario. Las superficies de contacto entre estos materiales son subhorizontales con ligero buzamiento, en el talud derecho, hacia el eje de la autovía.

En la zona se presentan dos acuíferos que parecen independientes: uno profundo, con un nivel piezométrico ubicado por debajo de la rasante de la autovía que interesa a la formación terciaria y otro somero, con nivel piezométrico próximo a la superficie del terreno y que estaría separado del anterior por la impermeabilidad atribuida a la zona de alteración (o zona de transición) que existe entre el techo del terciario y la base o muro de los depósitos cuaternarios.

3. DESCRIPCIÓN DEL DESMONTE PREVIO A LA ROTURA

En el proyecto de construcción se define la geometría de este desmonte que, básicamente se excava con taludes 1,5H:1V y bermas de 3 metros de anchura cada 5 metros de altura. Esto conduce a una inclinación media del orden de 25,5° con la horizontal, esto es, 2,1H:1V. La altura máxima del talud es del orden de 30 metros.

Cuando se habían excavado aproximadamente los primeros 10 metros, hasta el contacto del relleno cuaternario con la alteración del sustrato terciario, se produjo la rotura del desmonte, tal como se muestra en la Figura nº2.



Figura nº2.- Rotura del desmonte tras la excavación de la parte superior del mismo

4. INVESTIGACIÓN DE LA ROTURA

El deslizamiento que se produjo en el desmonte tiene sus límites marcados por unos laterales definidos por sendas vaguadas y por un cambio de pendiente en sentido perpendicular a la autovía que se observa en la cabeza del desmonte a unos doscientos cincuenta metros del eje de la autovía.

Para analizar la rotura se efectuaron reconocimientos complementarios con los que obtener datos objetivos adicionales a los ya existentes sobre la resistencia al corte de los materiales existentes en el terreno y la posición del agua en el terreno. Para investigar las causas de la rotura se tantearon, mediante cálculos con elementos finitos en dos dimensiones, una serie de situaciones posibles. De estos cálculos se dedujo que o bien el nivel freático en el momento de la rotura se encontraba más alto a lo deducido de los reconocimientos o bien los parámetros resistentes en rotura de los materiales eran más bajos que los supuestos en base a los reconocimientos efectuados.

Finalmente se optó por la opción conservadora consistente en reducir los parámetros de resistencia al corte de los materiales.

Como conclusión de los cálculos justificativos de la rotura acaecida, se dedujo que existía una superficie de debilidad (zona de transición) con una ligera inclinación hacia el eje de la autovía que favorece la inestabilidad y que la rotura acaeció sin que se produjese una elevación del nivel freático con respecto al deducido de los reconocimientos de campo.

5. SOLUCIÓN PROPUESTA

Con el análisis de la rotura se establecieron los parámetros de resistencia al corte de los materiales existentes en el desmonte y la posición del nivel freático. En base a estos datos y fijando un coeficiente de seguridad razonable se estableció que, para realizar la excavación en los materiales cuaternarios sin recurrir a sostenimientos mecánicos, el talud de excavación equivalente debería ser el 6H:1V garantizando una profundidad de drenaje de 4 metros.

Dado que no existían problemas de ocupación de espacio (expropiaciones suficientes) se definió la excavación a realizar con los criterios antes citados, quedando el perfil de excavación como se muestra en la Figura nº3.

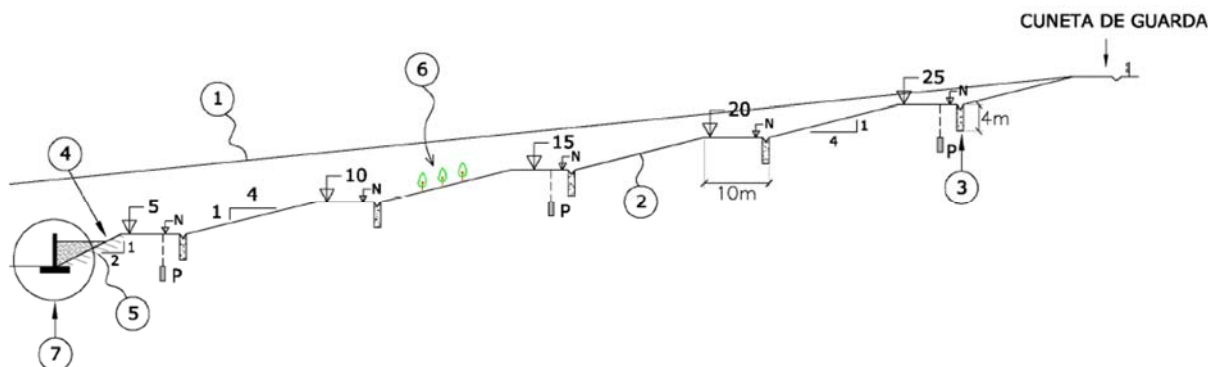


Figura n°3.- Solución propuesta para la excavación del desmonte

Tal como se muestra en la figura anterior, en el desmonte se prevé la instalación de distintos elementos de auscultación (piezómetros, hitos de nivelación y colimación) con objeto de realizar un seguimiento del desmonte durante la excavación del mismo.

En la definición que se realizó de la solución, se indicaba que ésta debía ser flexible, adaptable a las circunstancias que se observasen durante el proceso de excavación dada la complejidad del problema geotécnico planteado. En función de los registros adquiridos mediante el sistema de auscultación pudiera resultar necesario, como realmente fue, el adaptar tanto la solución como el propio sistema de auscultación.

6. SEGUIMIENTO DE LA EXCAVACIÓN

La excavación del desmonte comenzó a realizarse a principios del mes de noviembre de 2013. Desde el inicio de la excavación se fueron disponiendo los elementos de auscultación previstos en la definición de la actuación.

Entre los meses de noviembre de 2013 y abril de 2014 se realizaron las excavaciones necesarias para alcanzar la cota +15 (cotas referidas a la rasante). Estando la excavación situada a esa cota, se registraron movimientos en el sistema de auscultación que ponían de manifiesto un movimiento del desmonte excavado hacia el eje de la autovía y cierto movimiento de asiento. Acompañando estos movimientos, se observó la apertura de una serie de grietas en la zona excavada cuya posición coincidía sensiblemente (en planta) con las registradas previamente al inicio de la excavación.

Se interpretó que estos datos podrían ser debidos al propio proceso de excavación, fundamentalmente por la ejecución de las zanjas de drenaje de las bermas. Por tanto, se decidió sellar las grietas observadas y, antes de retomar la excavación, incrementar el sistema de auscultación mediante la colocación de 5 inclinómetros repartidos entre las bermas situadas a las cotas +15 y +25 y efectuar una evaluación de la situación existente (en lo que a estabilidad se refiere) contando con los nuevos datos proporcionados por la

auscultación.

Analizando los datos disponibles hasta ese momento, pudo establecerse la ubicación de la superficie sobre la que se estaba produciendo el deslizamiento. Adicionalmente pudo comprobarse que existía cierta circulación de agua en la zona de contacto entre el material cuaternario y el sustrato terciario. Con objeto de drenar, en lo posible, el mencionado contacto, se realizaron 4 pozos desde los que se bombeó el agua existente en esa zona. Los pozos se realizaron desde la berma situada a cota +15.

Tras la ejecución de estos pozos y el correspondiente bombeo se registró en la auscultación instalada la estabilización de los movimientos y, por tanto, en el mes de mayo de 2014 se decidió continuar con el proceso de excavación del desmonte.

En ese mismo mes de mayo, cuando la excavación se encontraba a la cota +12,5, se registró un incremento generalizado de los movimientos de la zona central del desmonte hacia el eje de la autovía. Ante estos movimientos se decidió detener la excavación y efectuar un relleno de la parte de desmonte excavada entre las cotas +12,5 y +15 (caballón de tierras) con objeto de estabilizar el desmonte y estudiar las actuaciones necesarias para continuar con las excavaciones. Esos movimientos habían sido detectados claramente por los inclinómetros, lo que permitió ubicar con mayor precisión la situación de la línea de rotura.

En la Figura nº5 se muestran los movimientos verticales registrados (promedio en cada una de las bermas) desde el inicio de la excavación hasta el mes de agosto de 2014 (la excavación se detuvo entre los meses de mayo y agosto de 2014).



Figura nº4.- Aspecto de la excavación del desmonte en abril de 2014. Excavación a cota +15

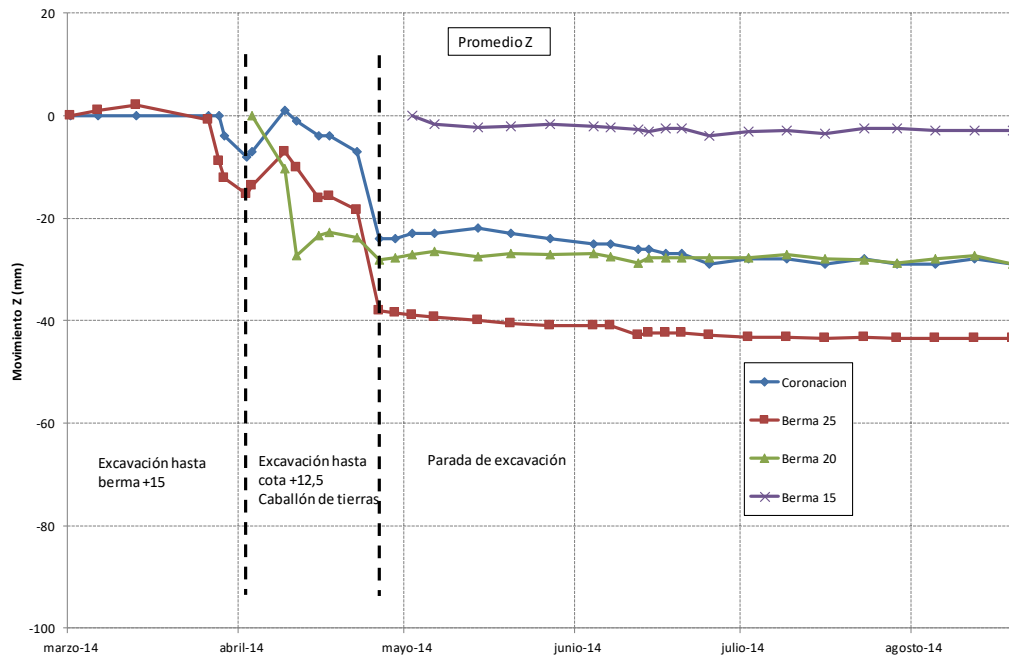


Figura n°5.- Movimientos registrados en el desmonte entre marzo y agosto de 2014

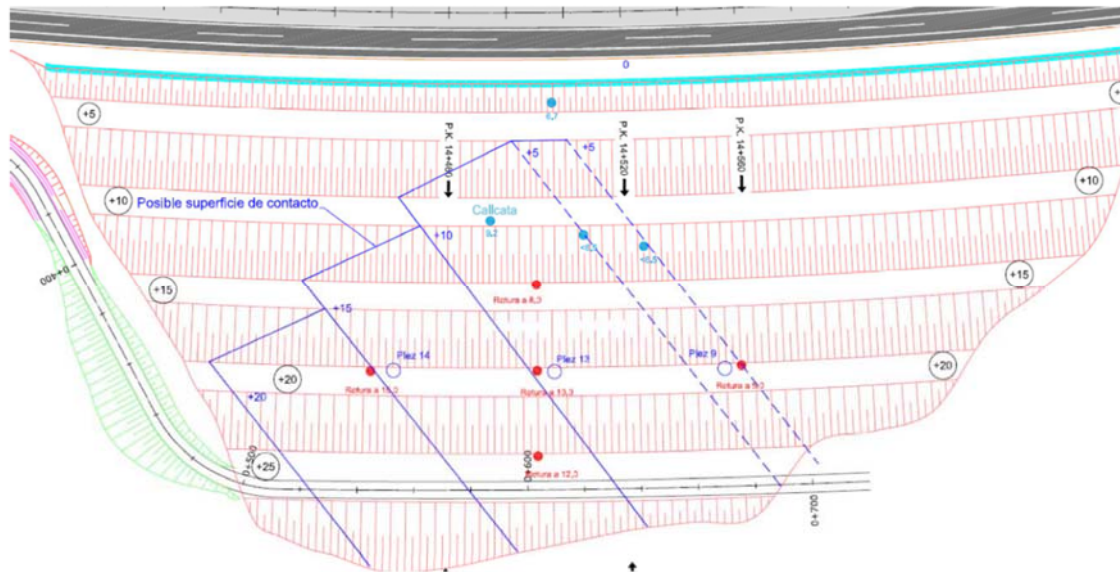


Figura n°6.- Ubicación de la superficie de deslizamiento (inclinómetros, pozos y calicatas)

Con el desmonte estabilizado a la cota +15, se realizó un nuevo análisis de estabilidad del desmonte en el que se concluyó que resultaba necesario efectuar un refuerzo mecánico (muro anclado) entre las bermas situadas entre las cotas +15 y +10 en parte del talud. En planta, este muro presenta una longitud de 120 metros quedando aproximadamente centrado

en el talud. El muro se efectuó conforme se avanzaba la excavación (realizando la excavación con talud 1H:1V en la zona de muro) presenta un espesor de 20 cm, disponiéndose tres filas de bulones de 32 mm de diámetro separadas 2 metros en cota y 2,5 metros en horizontal. La longitud de cada anclaje es variable, habiéndose calculado cada anclaje con una penetración mínima de 4 metros bajo la superficie de rotura (ver Figuras n°6 y n°7)

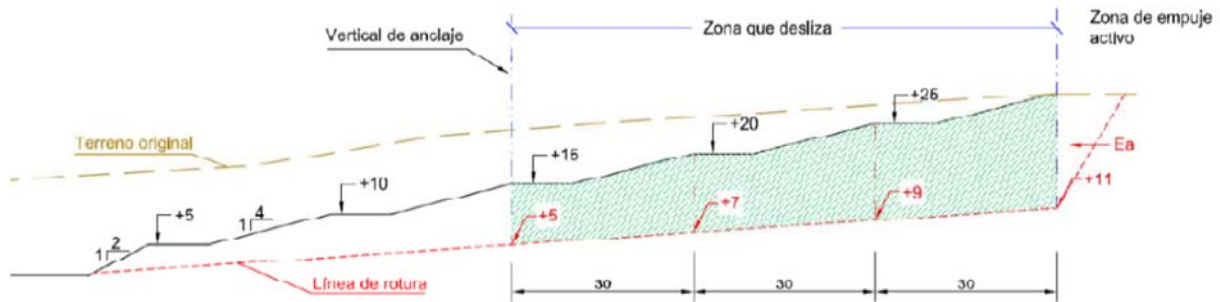


Figura n°7.- Esquema de desmonte utilizado para el cálculo del muro anclado

El estudio antes citado se efectuó entre los meses de mayo y junio de 2014, comenzándose su ejecución en el mes de agosto de 2014 y terminándose en el mes de octubre de 2014.

Durante la construcción del muro anclado, debido a la dificultad encontrada para efectuar las perforaciones necesarias para la instalación los anclajes, se modificó ligeramente el proceso constructivo. Adicionalmente se registraron movimientos en el desmonte cuyo “foco” quedaba ubicado en la esquina del lado pk más del muro anclado.

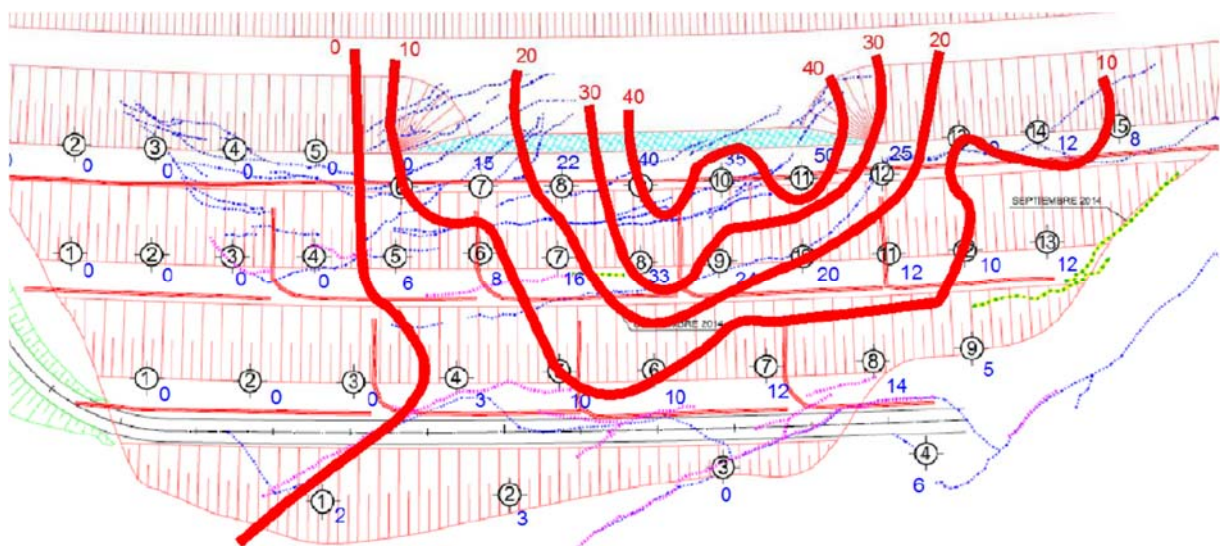


Figura n°8.- Movimientos registrados durante la ejecución del muro anclado (datos en mm)

Tras analizar los movimientos registrados, se interpretó que estos movimientos estaban provocados por la propia ejecución del muro y que, posiblemente se estabilizasen con el transcurso del tiempo. Con objeto de comprobar esta suposición, se detuvo la excavación del desmante a la cota +10 (base del muro anclado) mientras se continuaba tomando registro de los movimientos del talud. Tal como se supuso, se pudo comprobar, con los registros aportados por el sistema de auscultación que los movimientos se estabilizaron en el propio mes de octubre de 2014 (dos semanas después de terminar el muro anclado).

Durante el mes de noviembre de 2014 se efectuaron las excavaciones del desmante situadas entre las cotas +10 y 0 no registrándose movimientos significativos en el desmante.

A principios del mes de diciembre, coincidiendo con las excavaciones necesarias para la ejecución del muro situado al pie del desmante y el cajeo necesario para la ejecución de la explanada, se registró de nuevo un incremento de los movimientos del desmante focalizados en el lado de pk mas del mismo.

A la vista de la evolución de los movimientos se decidió efectuar un refuerzo en el pie del desmante en la zona en la que se observaban los movimientos. Este refuerzo consistió en un relleno entre las cotas 0 y +7, interpretándose que la posible de deslizamiento tendría “salida” entre esas cotas. Adicionalmente se incrementó el sistema de auscultación disponiendo 3 nuevos inclinómetros en esa zona (a las cotas +7, +10 y +15) con objeto de detectar, en su caso, la profundidad del plano de rotura. La ejecución de este relleno y los inclinómetros se realizó entre mediados de diciembre de 2014 y mediados de enero de 2015.

Desde la finalización de esa última actuación y la inauguración de la autovía en marzo de 2015, se continuó con el seguimiento de la auscultación de los movimientos, observándose una disminución progresiva de los movimientos y no detectándose, en los inclinómetros instalados, posibles superficies de rotura.

Previamente a la finalización de las obras, se redactó un manual de auscultación del desmante en el que se establecía la parte del sistema de auscultación que había que mantener y la periodicidad de las campañas de lectura. Ese manual tenía como objeto el realizar un seguimiento del comportamiento del desmante a largo plazo detectando, en su caso, posibles inestabilidades con suficiente antelación para poder acometer actuaciones encaminadas a evitar posibles roturas en el desmante.

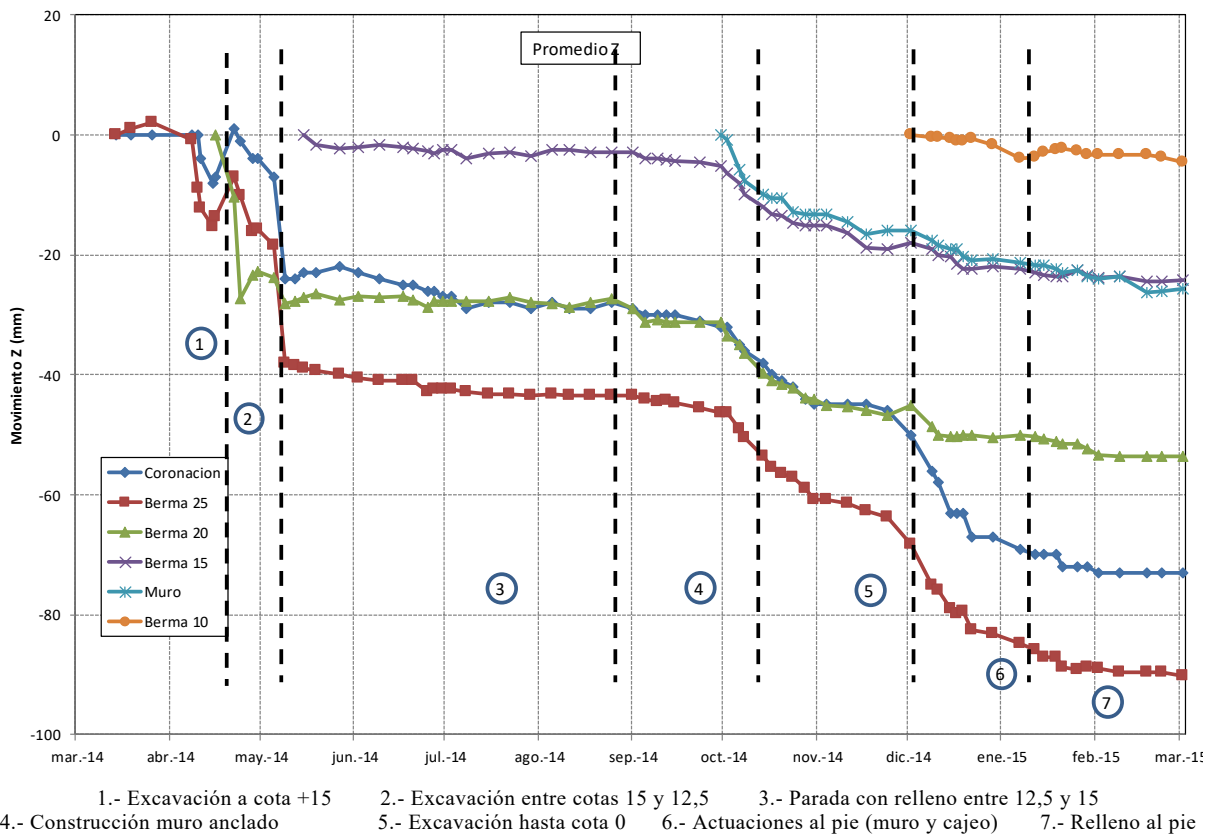


Figura nº9.- Movimientos verticales promedio en las bermas durante la ejecución de la obra

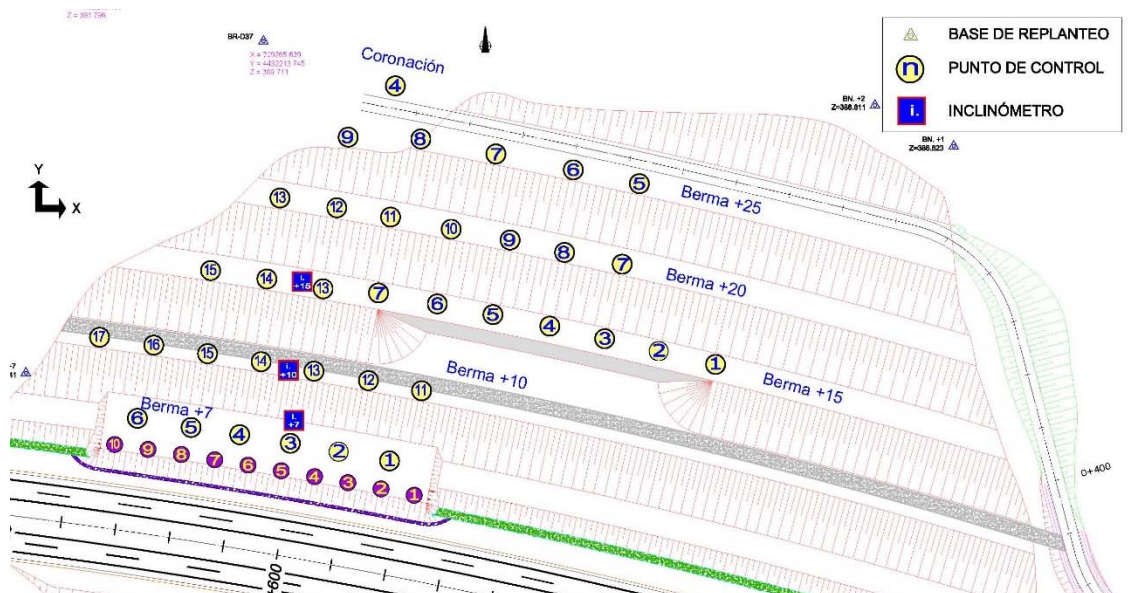


Figura nº10.- Sistema de auscultación dispuesto para el seguimiento del desmorte a largo plazo

Con la autovía ya en servicio, tras las precipitaciones ocurridas en los meses de octubre y noviembre de 2015, se detectó una posible inestabilidad en una zona de la parte inferior del desmante en el lado de pk mas (movimientos elevados en los puntos 1 a 10 del exterior de la berma +7, ver Figura nº10). Como primera medida, tal como se describe en el manual de auscultación del desmante, se incrementó la frecuencia de lecturas del sistema de auscultación.

Tras revisar las lecturas aportadas por el sistema de auscultación, se concluyó que se trataba de una inestabilidad local (el resto de puntos de lectura no indicaban movimientos destacables) que afectaba a la parte inferior del desmante (entre cotas 0 y +7) en una longitud de unos 100 metros (parte final del desmante según las progresivas). Si bien la inestabilidad no afectaba al conjunto del desmante en la fase en la que se encontraba, en caso de progresar (por nuevos episodios de lluvia intensos o por cualquier otro motivo) si podría afectar a la calzada por lo que, en abril de 2016 se redactó un proyecto de reparación consistentes en efectuar un muro anclado en la parte inferior del desmante en la zona afectada por la inestabilidad. El muro presenta una altura de 2 metros en los que se disponen bulones de 32 mm de diámetro y 15 metros de longitud en dos filas (al tresbolillo, separado los ejes de las filas 1 metro) separados entre ejes 4 metros en cada una de las filas.

A finales de 2016 comenzaron las obras de estabilización definidas, quedando finalizadas a finales de enero de 2017. Desde la finalización de esta obra no se han puesto de manifiesto nuevas inestabilidades o problemas en el desmante.



Figura nº11.- Fotografía del talud derecho del desmante (tomada de <http://coriadesdeclairer.blogspot.com.es>)

7. RESUMEN Y CONCLUSIONES

En el presente artículo se ha descrito, principalmente, el proceso seguido para realizar la excavación de un desmante del orden de 30 metros de altura en la autovía EX -A1 que discurre entre Navalmoral de la Mata y la frontera con Portugal, así como el sistema de auscultación dispuesto para el seguimiento del comportamiento del desmante a largo plazo. Adicionalmente se ha comentado, someramente, la geología local, la inestabilidad que se produjo cuando se estaba efectuando el talud definido en el proyecto de construcción y el análisis de dicha inestabilidad.

De la ejecución de este desmante puede concluirse que, en la excavación de desmontes en los que se presente una complejidad geotécnica especial, conviene disponer un sistema de auscultación que registre el comportamiento del desmante durante la propia ejecución de la obra. En función de los registros adquiridos mediante este sistema de auscultación puede resultar necesario adaptar tanto la solución (o el procedimiento de excavación) adoptada para la ejecución del desmante como el propio sistema de auscultación, por lo que, a la hora de definir la geometría y el proceso constructivo en el proyecto constructivo, conviene dotar de cierta “flexibilidad” a la solución adoptada y, durante la ejecución de la obra, efectuar un seguimiento detallado de la misma.

REFERENCIAS

- Gómez Gutiérrez, A. López Alonso J.A. y Roncero Rodríguez, V., 2007. Proyecto de Construcción de “Autovía Autonómica EX -A1, de Navalmoral de la Mata a Portugal. Tramo Coria-Moraleja Este. Anejo Geotécnico
- Rodríguez Ortiz, J.M. y Rodríguez Jurado, J. 2010. Análisis de los taludes deslizados en el tramo Coria-Moraleja de la autovía EX - A1 y propuestas de actuación. Parte 1: Informe geotécnico.

ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD EN DESMONTE EN LA CARRETERA A-2602; LOS PINTANOS - PUERTO DE CUATRO CAMINOS (ZARAGOZA).

Miguel A. PÉREZ PICALLO*, Alberto GRACIA BERNAL* y Jesús M. RICO ROMERO*

* Socios fundadores de CTA Consultores Técnicos Asociados, S.A. (Zaragoza)

RESUMEN

En el tramo de la carretera A-2602 comprendido entre los PK 6+467 y PK 6+617 se produjo en fase de obra un deslizamiento que afectó a un importante volumen de materiales, sin haber alcanzado aún la excavación la explanada en fondo de desmonte. Con posterioridad al movimiento principal se produjeron nuevas inestabilidades, de menor magnitud. Para llevar a cabo el dimensionado de las soluciones de contención y refuerzo, se realizan una serie de trabajos consistentes en el estudio del macizo rocoso mediante estaciones geomecánicas (EGM), toma de muestras de la superficie de rotura, sondeos y toma de muestras en profundidad, obtención en laboratorio de los parámetros resistentes, caracterización del mecanismo de rotura y la selección de los parámetros resistentes mediante back-analysis.

1. INTRODUCCIÓN

El deslizamiento tenía todas las características propias de una rotura planar, con límites laterales formados por una familia de diaclasas verticales. El movimiento afectó a los estratos más superficiales de la coronación del talud, formado por una serie subhorizontal de capas de arenisca, que deslizaron a través de un plano formado por un estrato arcilloso de entre 5 y 10 cm de espesor.

El deslizamiento principal despegó de la ladera un importante volumen de material, a modo de mega-cuña. El bajo ángulo de la superficie de rotura (12°-15°) indica que la presión intersticial en las arcillas del nivel de despegue, así como la presión de agua en las diaclasas, tuvo que influir decisivamente en la dinámica del movimiento. Este hecho se confirma al comprobar cómo en los días antecedentes a la rotura se produjeron precipitaciones acumuladas importantes después de un largo periodo seco.



Figuras 1 y 2. Aspecto general de la rotura y vista de la superficie de rotura

2. GEOLOGÍA

El área investigada se enmarca dentro de la zona Surpirenaica Central, en el “Sinclinatorio del Guarga”. Esta unidad incluye materiales terciarios en facies continental, plegados según un gran sinclinal de dirección pirenaica, limitado al Norte por la Canal de Berdún y al Sur por las Sierras Exteriores.

Los materiales rocosos aflorantes se corresponden con una serie de origen continental compuesta por areniscas y lutitas. Se encuentran plegados, con direcciones y buzamientos variables predominando los ángulos bajos ($< 20^\circ$). Además se reconocen otros rasgos estructurales tales como pequeñas fallas y una red de diaclasado muy sistemática.

En cuanto al recubrimiento cuaternario, se halla representado por dos tipos de depósitos, unos de origen aluvial, asociados a la dinámica de los ríos y cauces y otros de origen coluvial relacionados con la dinámica de vertientes. Los materiales cuaternarios no representan un volumen significativo frente a los del sustrato rocoso. Este último puede considerarse impermeable, aunque debido a la red de diaclasas pueden circular cantidades de agua por algunos niveles de arenisca en épocas favorables (por ejemplo, tras un episodio de lluvias intensas o persistentes). Los materiales del recubrimiento son semipermeables y, con carácter temporal, pueden albergar pequeñas cantidades de agua, en especial cerca del contacto con el sustrato infrayacente.

3. ESTUDIO GEOTÉCNICO

Para la evaluación de las discontinuidades se han realizado dos estaciones geomecánicas en la zona deslizada. Para la obtención de los parámetros de resistencia al corte del nivel de despegue se han tomado muestras sobre la propia superficie de rotura. También se han llevado a cabo dos sondeos a rotación con extracción de testigo continuo. Los sondeos se han realizado a ambos lados de la zona deslizada.

Los resultados de los ensayos de laboratorio que definen los parámetros geotécnicos utilizados inicialmente en los cálculos de estabilidad son los siguientes:

MUESTRA	PROF. (m)	RESISTENCIA AL CORTE						
		c' (kN/m ²)	φ' (°)	c _u (kN/m ²)	φ _u (°)	c _r (kN/m ²)	φ _r (°)	q _u (kg/cm ²)
E1 M-1	-	33,62	22,30	78,57	8,48	59,49	7,43	
E1 M-2	-	5,63	24,11	46,19	10,99	28,47	11,96	
E2 M-1	-	9,61	22,32	58,16	11,58	33,85	11,12	
E2 M-2	-	2,34	26,46	55,78	3,35	24,32	12,78	
S-1	5,50-5,80							366,59
S-1	7,20-7,80							50,20
S-2	7,20-7,55							53,52
S-2	8,40-8,75							8,11
ESTADISTICA	MEDIANA	7,62	23,22	56,97	9,74	31,16	11,54	51,86
	MEDIA ARITM	12,80	23,80	59,68	8,60	36,53	10,82	119,61
	DESVEST	14,19	1,97	13,62	3,75	15,79	2,36	165,95
	VAR	201,49	3,87	185,44	14,06	249,46	5,57	27539,00

Figura 3. Características de resistencia al corte de los materiales

El macizo rocoso se clasifica como Tipo VII, ya que presenta tres familias de discontinuidades claramente definidas más otras ocasionales. En las EGM el RQD \approx 16-82 % lo que daría roca de calidad Muy Mala a Media. El valor medio de RQD en los sondeos oscila entre RQD = 60-65 % clasificándose el macizo de calidad Media. El grado de meteorización observado en los sondeos a partir de los 11 m de profundidad es II. En afloramiento, el nivel de alteración de la roca es siempre mayor observándose grados II y III, este último sobre todo en los niveles lutíticos. El espaciado de los planos se recoge en el siguiente gráfico:

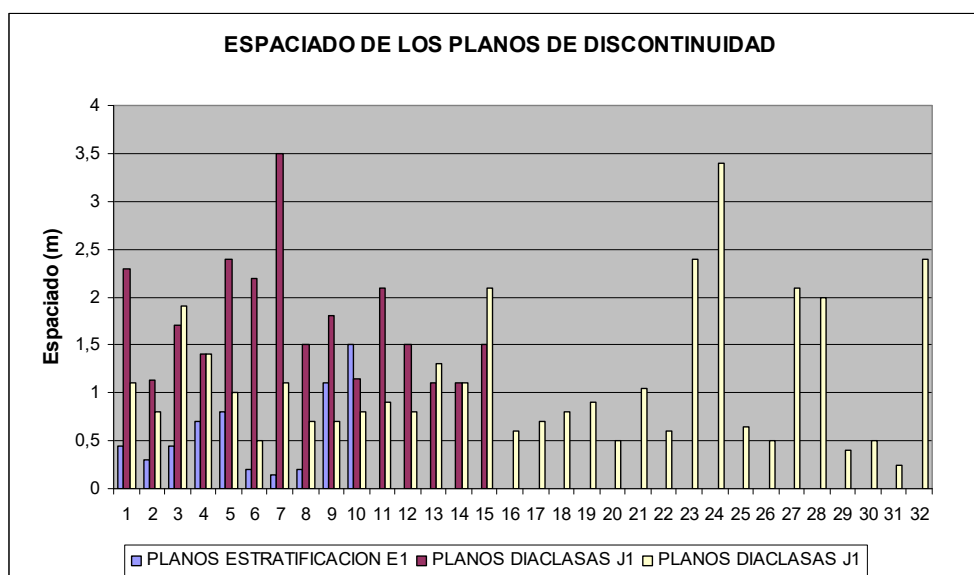


Figura 4. Espaciado de las discontinuidades en el macizo



Figura 5. Espaciado de los planos de estratificación E1 y de las diaclasas J1 y J2

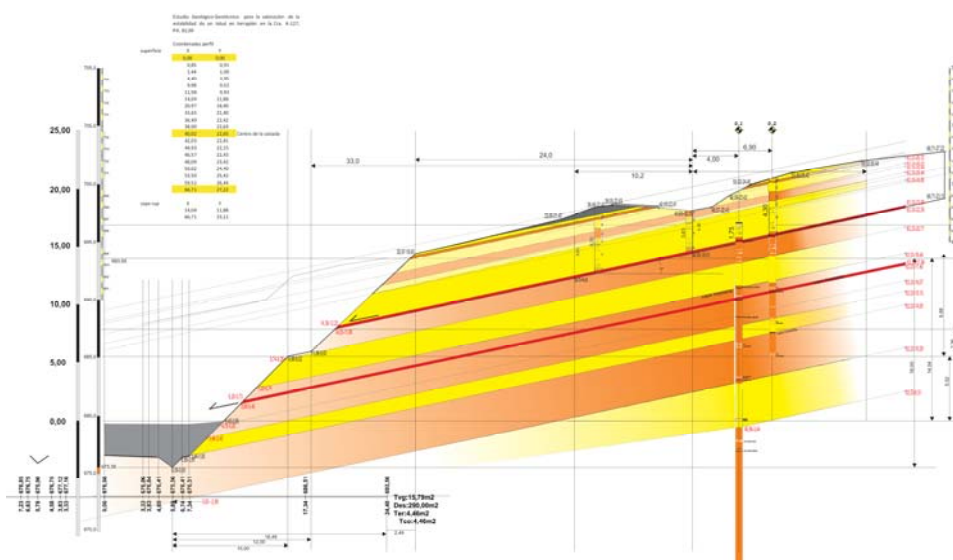
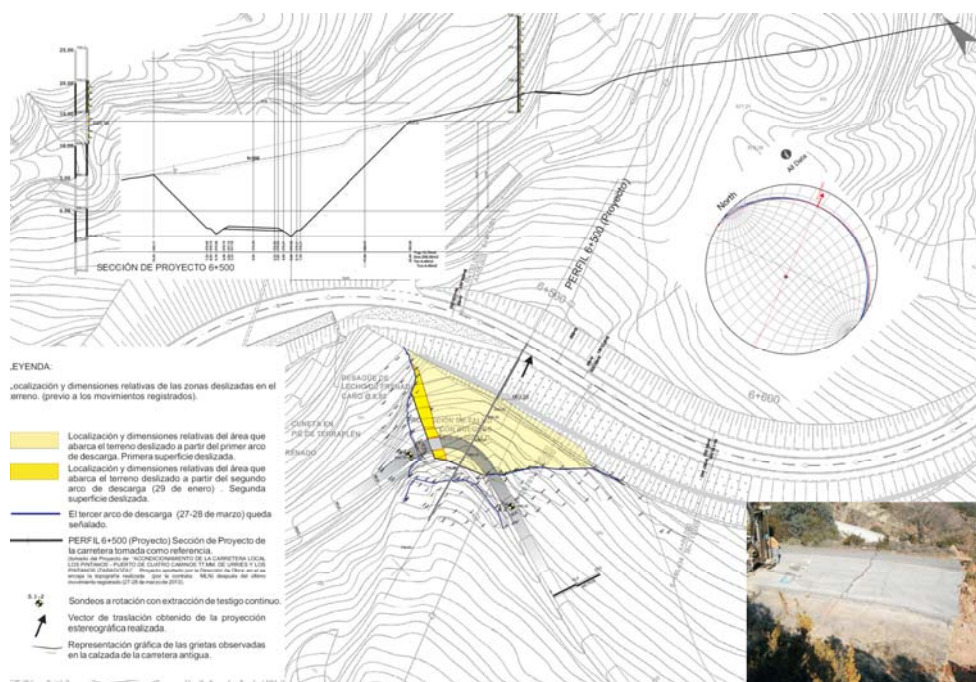
La mayor parte de las discontinuidades en el macizo no desplazado aparecen cerradas, en particular las correspondientes a los planos de estratificación E1. Sin embargo, muchas de las diaclasas de las familias J1 y J2 aparecen abiertas con y sin relleno. Se han reconocido también evidencias de circulación de agua y lavado en muchas de las superficies de talud expuestas. En otras ocasiones, se han reconocido diaclasas rellenas por coluvial y también colonizadas por raíces. Las siguientes fotografías recogen detalles de estos procesos.



Figuras 6, 7 y 8. Diaclasa J2 abierta y sin relleno, rellena de un material tipo brecha y rellena con arcillas coluviales y raíces

4. MODELO DEL TERRENO

En la figura 9 aparece la localización y dimensiones en planta del terreno deslizado.



5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

5.1 Estabilidad Global. Back Análisis de la rotura.

La estabilidad global se puede analizar suponiendo que el talud está formado por roca fracturada y suelo en el plano de rotura. Los parámetros resistentes del macizo, tanto en valores del modelo Mohr-Coulomb (MC), como del modelo Hoek-Brown (HB), se han obtenido mediante RocLab 1.0 a partir de los datos del GSI observado en las EGM, por correlación con el RMR. Dado que los cálculos se efectúan aplicando parámetros Mohr-Coulomb, se emplea igualmente RocLab 1.0 para linealizar la envolvente de rotura.

El análisis de estabilidad global se lleva a cabo mediante los métodos de Bishop y Morgenstern-Price, considerando roturas no circulares, sin factor de anisotropía, con presencia de dos capas de arcillas de escaso espesor y grieta de tracción prácticamente saturada de agua como situación pésima. Para ello se emplea el programa SLIDE 6.0.

Para la obtención de los parámetros resistentes de los materiales, se ha llevado a cabo un back-análisis dado que con los valores de resistencia residual de laboratorio el FS es muy elevado. Por otra parte, si se toman directamente los datos de resistencia residual de laboratorio para los cálculos, no se reproduce la superficie de rotura observada. Por todo ello, se lleva a cabo un back-análisis que permite reproducir la rotura valorando, mediante la condición $FS = 1$, los parámetros resistentes de los materiales arcillosos y la posición del agua en la grieta de tracción en el momento de la misma. En la figura 11 se observan en rojo los valores del ángulo de rozamiento y cohesión que hacen $FS = 1$. Dichos valores son $\phi_r \leq 11,5^\circ$ y $c_r \leq 10 \text{ Kp}$.

La causa de la rotura fue la fuerte presión de agua en los planos de fractura J1 que forman grietas de tracción subperpendiculares a la estratificación en los niveles de arenisca. Las precipitaciones anteriores a la rotura acumularon agua, dando lugar a empujes no soportados por la resistencia al corte residual en el plano de arcillas. Los sondeos a ambos lados del tramo deslizado indican que existe un plano de rotura localizado en el contacto entre las areniscas de coronación y las lutitas infrayacentes, o plano superior que es el que efectivamente ha roto, y un plano inferior a este, también susceptible de rotura al aflorar en el desmonte a cota inferior (ver figura 10).

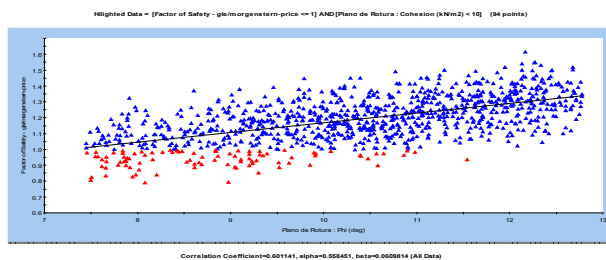


Figura 11. Valores de los parámetros resistentes para $FS = 1$

5.2 Estabilidad Local. Resistencia al corte de las Discontinuidades

Para valorar el ángulo de fricción se aplica el criterio de Barton y Choubey (1977):

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \left[\phi_r + \operatorname{JRC} \log_{10} \left(\frac{\operatorname{JCS}}{\sigma_n} \right) \right] = \sigma_n \cdot \operatorname{tg} (\phi') \quad (1)$$

Para estimar la componente friccional, ϕ_r se aplica:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \cdot r/R \quad (2)$$

Donde R es el valor de rebote del martillo Schmidt; r el valor de rebote sobre la superficie de la pared de la junta en estado natural y ϕ_b el ángulo de fricción básico de la roca extraído de tablas. Una vez obtenido el ángulo de fricción de la discontinuidad, se le aplica un factor de minoración (ϕ') mediante la expresión:

$$\phi = \operatorname{arctg} \left(\frac{\operatorname{tg} \phi'}{1,3} \right) \quad (3)$$

La minoración del ángulo de fricción se realiza debido a la imprecisión de las técnicas de medida en campo. Considerando los planos de discontinuidad más frecuentes se tiene: $\gamma = 2,50 \text{ t/m}^2$, $H_t = 6,60 \text{ m}$, $\sigma_n = 16,5 \text{ t/m}^2$, $\operatorname{JRC} = 3$ y $\operatorname{JCS} = 5 \cdot 10 \text{ MPa} = 5000 \text{ t/m}^2$. El ángulo de fricción básico ϕ_b para las areniscas es de 38° - 39° . Las juntas no presentan rellenos en los niveles más superficiales. Se tomará del lado de la seguridad: $c' = 0$. Se obtiene la siguiente LRI para las discontinuidades en las areniscas:

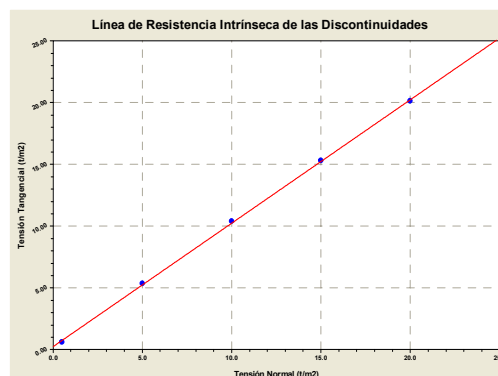


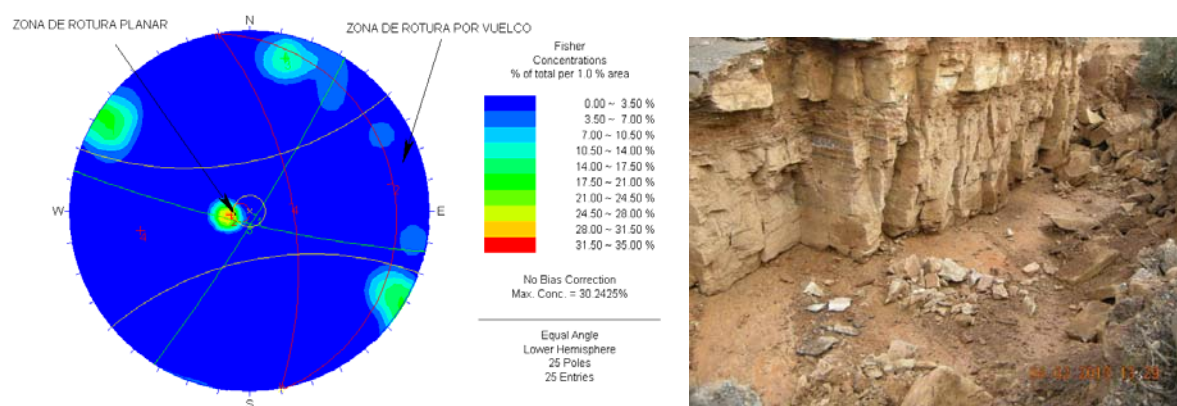
Figura 12. Línea de Resistencia Intrínseca de las discontinuidades

La expresión analítica de la recta de la figura es: $y = 0,257 + 1,000 x$. De la anterior expresión, teniendo en cuenta el factor de minoración, se deducen los siguientes ángulos de fricción:

Ángulo de fricción de pico	Ángulo de fricción de cálculo (FS=1,3)
45,00	37,56

5.2.1 Rotura Planar

Este mecanismo se produce en taludes de macizos con una estructura muy marcada como es el caso que nos ocupa. Como se observa en las figuras 13 y 14, el mecanismo de rotura más probable en el talud es la rotura planar:



Figuras 13 y 14. Proyección estereográfica de las discontinuidades con posibilidad de rotura planar y vuelco y planos de estratificación con buzamiento favorable a la rotura planar. Nótese el plano en el que se produjo el deslizamiento.

5.2.2 Formación de cuñas.

Las condiciones que deben cumplirse para que se produzca el fallo se materializan de modo que: $\psi_{fi} > \psi_i > \phi$; siendo ψ_{fi} la inclinación del talud según el plano que contiene a la línea de intersección de los planos de la red de diaclasado. El ángulo ψ_i es el ángulo de buzamiento de dicha línea de intersección y ϕ representa al ángulo de fricción de los planos de discontinuidad. En el caso que nos ocupa tendríamos lo siguiente:

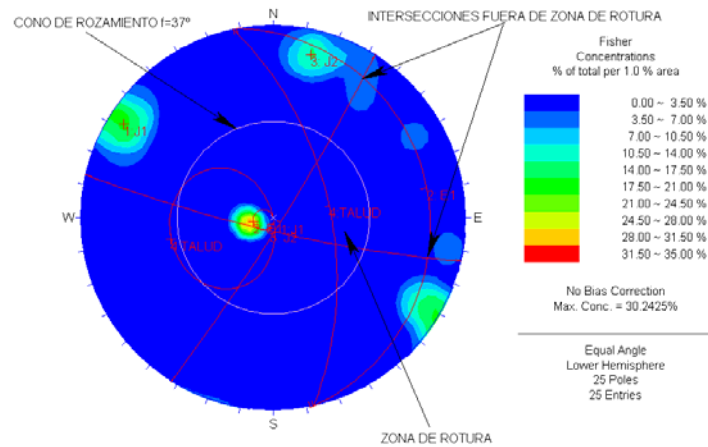


Figura 15. Formación de cuñas en el talud

Como se observa en la figura 15 es cinemáticamente posible la formación de cuñas en el talud. En este caso para orientaciones de la ladera de dirección paralela al plano de corte, e inclinación del mismo orden que la de la estratificación se obtiene, en función de la presión de agua en las grietas:

CUÑA	FS SECO	Fs 50% Agua	FS (*)% Agua
E1-J1	3,294	2,759	1,008 (97%)
E1-J2	1,712	1,524	1,024 (78%)

Con el talud seco las cuñas son estables con elevado grado de seguridad. Sin embargo, la estabilidad se reduce drásticamente con agua rellenando las grietas. Para el equilibrio estricto se precisan saturaciones del orden del 91 % para cuñas E1-J1 y del 78 % para cuñas E1-J2 siendo, por tanto, estas últimas menos estables.

5.2.3 Rotura por vuelco (Toppling).

En el caso de vuelco, las juntas deben encontrarse en equilibrio límite, lo que se traduce en que el ángulo de la tensión normal ($\psi_f - (90 - \psi_p)$) en el talud se iguale a ϕ ; siendo $(90 - \psi_p)$ el buzamiento del polo de la familia. Por tanto el equilibrio límite se alcanza cuando: $(90 - \psi_p) < \psi_f - \phi$. En la siguiente figura se recoge el esquema que se obtiene para el talud investigado:

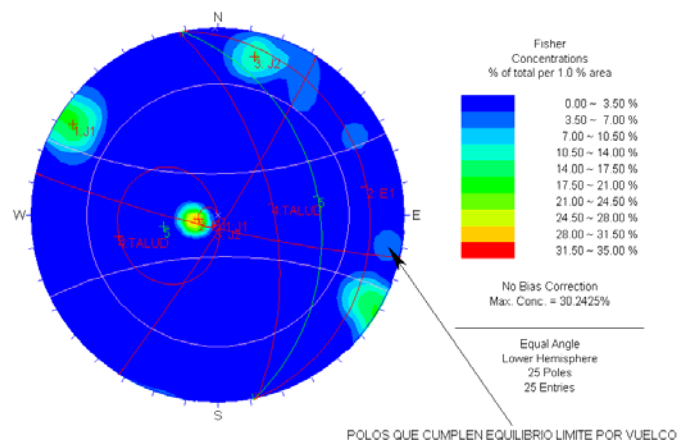


Figura 16. Posibilidad de vuelco de bloques en el talud

Como se aprecia en la figura anterior, existe una pequeña posibilidad de que, además de la rotura planar y por cuñas en presencia de agua relleno las discontinuidades, puedan producirse algunas roturas por vuelco si bien existen muy pocos polos (3,5 %) localizados en la correspondiente área de fallo.

6. MODELIZACIÓN Y DISEÑO DE SOLUCIONES

Una vez que se dispone de la información relativa a la geometría, mecanismos de rotura y propiedades geotécnicas de los materiales rocosos, se lleva a cabo el estudio de las soluciones a disponer para alcanzar un adecuado factor de seguridad.

6.1 Estabilización. Bulones. Drenes Californianos. Malla anclada.

De los cálculos realizados, se deduce la necesidad de reforzar el talud por tramos mediante bulones frente a la rotura planar y otros elementos de sujeción contra el desprendimiento de bloques, combinando estas medidas un sistema de drenaje eficaz. Los bulones se construyen con barra de acero GEWI de $\phi = 32$ mm con resistencia a compresión de 862 kN, a tracción de 431 kN y de 143 kN a cortante. En el intervalo comprendido entre los PK 6+467 a PK 6+545 se refuerza el talud con una disposición de dos filas de bulones en malla de 2 x 2 m, al tresbolillo. En el tramo comprendido entre los PK 6+545 a PK 6+617 se refuerza el talud con una disposición de tres filas de bulones en malla de 2 x 2 m.

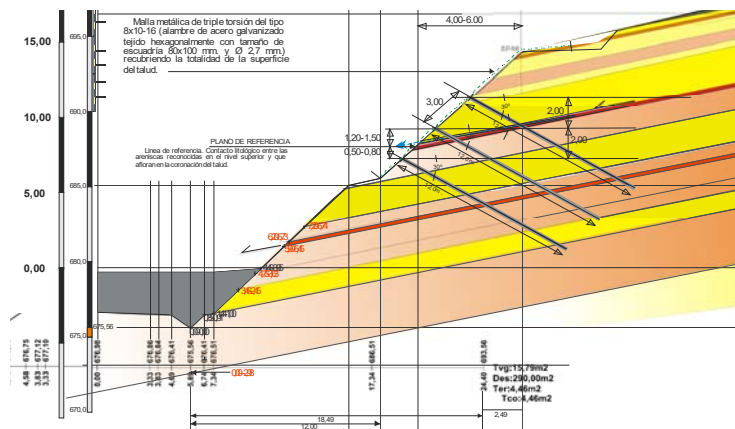


Figura 18. Sección tipo de la reparación con bulones en la zona en la que existen dos potenciales planos de rotura

Para garantizar que no se desprenden bloques o cuñas desde el talud superior se instalará desde la coronación del talud y hasta la berma, malla de triple torsión 8 x 10-16 con apertura de luz de 80 x 100 mm y $\phi = 2,7$ mm.. Al pie, en la zona de berma, la malla se refuerza con cable de acero galvanizado anclado en los extremos.

Para conseguir la mejora en el drenaje se dispone la realización de drenes californianos. En el tramo comprendido entre los PK 6+467 a PK 6+545, los drenes californianos se instalan, para el drenaje de la superficie de rotura superior, mediante perforaciones de pequeño diámetro dotadas de tubo de PVC ranurado. Las perforaciones se realizarán inclinadas 12-15° respecto de la horizontal, en sentido ascendente, siguiendo la inclinación del plano de contacto entre las areniscas y las lutitas. En el tramo comprendido entre los PK 6+545 a PK 6+617, los drenes se instalan también para el drenaje de la superficie de rotura superior. Todas las medidas de estabilización a realizar se recogen en el siguiente plano en planta:

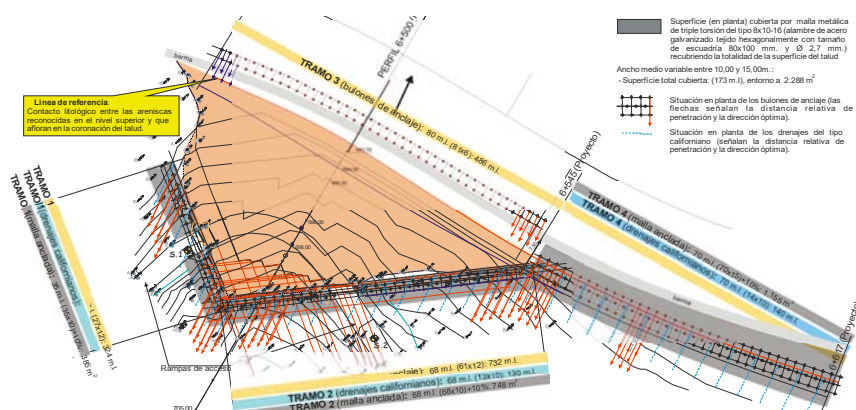


Figura 19. Situación en planta de las medidas de contención diseñadas para el talud

7- CONCLUSIONES

- En el tramo de carretera investigado se produjo un deslizamiento que afectó a un importante volumen de materiales. El deslizamiento tenía todas las características propias de una rotura planar, El movimiento afectó a una serie subhorizontal de capas de arenisca, que deslizaron a través de un plano formado por un estrato arcilloso de entre 5 y 10 cm de espesor.
- El bajo ángulo de la superficie de rotura (12° - 15°) indica que la presión intersticial en las arcillas del nivel de despegue, así como la presión de agua en las diaclasas, tuvo que influir decisivamente en la dinámica del movimiento.
- Los sondeos realizados a ambos lados del tramo deslizado indican que existe un plano de rotura localizado en el contacto entre las areniscas de coronación y las lutitas infrayacentes, o plano superior, que es el que ha roto, y un plano inferior a este, también susceptible de aflorar en el desmonte provocando nuevas inestabilidades.
- Se comprueba, por otra parte que el talud además de inestabilidad global por rotura planar presenta bloques susceptibles de dar lugar a roturas locales por cuñas o vuelcos.
- De los cálculos de estabilidad realizados, se deduce la necesidad de reforzar el talud por tramos mediante bulones frente a la rotura planar y mediante otros elementos de sujeción (malla) contra el desprendimiento de bloques, combinando estas medidas con la instalación de un sistema de drenaje eficaz.
- Una vez finalizada completamente la corrección descrita, el factor de seguridad global del talud corregido oscila entre $FS = 1,438$ y $FS = 1,618$.

REFERENCIAS

Barton, N., and Choubey, V., 1977. The Shear Strength of rock joints in theory and practice. *Rock mechanics*. Volume 10, Issue 1, pp 1-54.

ESTUDIO DE RIESGOS GEOTÉCNICOS EN LA A-316 (PROVINCIA DE JAÉN)

Irene VILLEGAS BARRANCO*, **Francisco UREÑA FERNÁNDEZ†** y **Jose M° THODE MAYORAL ‡‡**

* IVILLEGAS Geotechnical Solutions

† CEMOSA Ingeniería y Control

‡‡ AOPJA Agencia de Obras Públicas de la Junta de Andalucía

RESUMEN

En esta comunicación se presenta el trabajo llevado a cabo a petición de la Agencia de Obras Públicas de la Junta de Andalucía referente al análisis de riesgos geotécnicos que afectan a la A-316 en la provincia de Jaén a lo largo de sus 103 km de recorrido. Se trata de una zona en estudio muy extensa en superficie, de una gran riqueza geológica, y con un terreno que se caracteriza mayoritariamente por presentar unos condicionantes geológico-geotécnicos desfavorables. Como parte del trabajo realizado, quedaron también recogidas las incidencias acaecidas tras un importante periodo de lluvias (2009-2010), así como las zonas potencialmente inestables para las que se evaluaron su grado de riesgo y se plantearon posibles alternativas de solución.

1. INTRODUCCIÓN

La A-316 en la provincia de Jaén, desde su inicio en Úbeda hasta su final en la N-342 cerca del límite con Córdoba, supone un recorrido de unos 103 Km (figura 1). Esta carretera pasó a ser autonómica en los años 90, habiendo pertenecido a la red de carreteras nacionales anteriormente con la denominación CN-321 (de Úbeda a Málaga por Jaén). Desde entonces se han realizado obras de acondicionamiento, duplicación, variantes y nueva construcción, existiendo en el momento del estudio diversos tramos para completar la Autovía tanto en fase de obra (desde la Variante de Baeza hasta la Variante de Mancha Real) como en fase de proyecto (desde la Variante de Martos hasta la N-432).

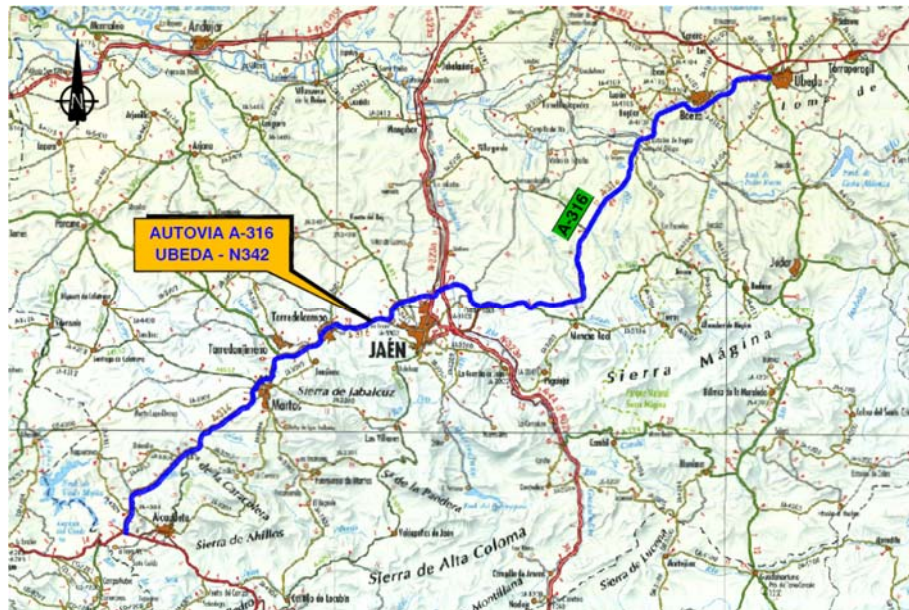


Figura 1. Ubicación A-316 en la provincia de Jaén

En general, se puede afirmar que la mayor parte de las unidades geológicas de la provincia de Jaén presentan unos condicionantes geotécnicos bastante desfavorables. En el caso de la A-316, atraviesa en gran parte unidades margosas y arcillosas de diferente edad y procedencia en las que los fenómenos de alteración y expansividad son acusados, que unido a la geomorfología e hidrogeología, así como a una topografía que hace necesario en determinados tramos construir a media ladera ha provocado que a lo largo del tiempo se hayan producido diversas inestabilidades en determinados puntos de la carretera, concentrados en las zonas de mayor riesgo geológico tal como se presentan en los siguientes apartados.

Existen pues un importante número de incidencias ya acaecidas y corregidas en la A-316 desde prácticamente su origen. Algunos de los estudios geotécnicos realizados para el análisis y corrección de dichas incidencias se utilizaron en el análisis de riesgos, de forma que se pudo obtener una visión global no únicamente a partir de las incidencias de las últimas lluvias del momento. Consistieron fundamentalmente en las patologías ya existentes en el tramo del Puente del Obispo a Baeza en 1990 y de las inestabilidades ocurridas entre los años 1991 y 1996 en el tramo de Jaén a Torredonjimeno:

Para el estudio también se contó con la información geológico-geotécnica de algunos proyectos de acondicionamiento de diferentes épocas, si bien el contenido de los proyectos de los años 80 y principio de los 90 era muy reducido y se pudo extraer poca información. De gran utilidad fue, sin embargo, la información extraída de los últimos proyectos realizados en la Autovía A-316 en tramos que habían sido construidos recientemente o que en ese momento estaban de obras.

En esta comunicación se expone de forma resumida la metodología general llevada a cabo para el estudio de riesgos, describiendo las diferentes fases en las que se llevó a cabo el trabajo, y se presentan las conclusiones obtenidas en el mismo.

2. METODOLOGÍA GENERAL DEL ESTUDIO DE RIESGOS

Para el análisis de los riesgos en toda esta zona se llevó a cabo una cartografía geológica básica a escala 1:10.000, basada en la información del MAGNA, en un estudio fotogeológico (figura 2) y en un recorrido geológico de la traza. También se ha podido contar con cartografías geológicas de varios proyectos asociados a la A-316, así como algunos estudios geotécnicos de incidencias pasadas, que permitieron un mayor grado de detalle en determinadas zonas.

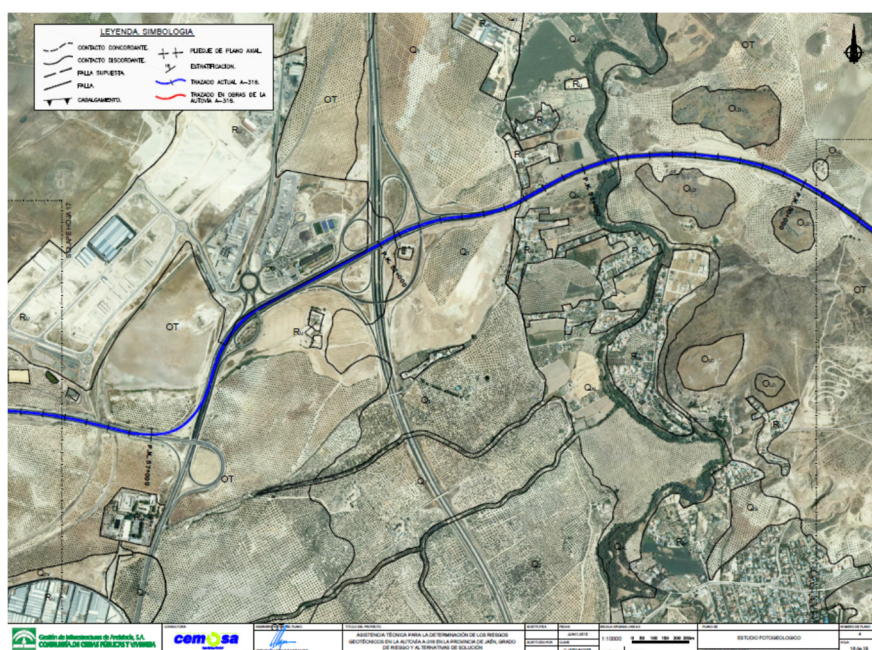


Figura 2. Ejemplo de plano con la presentación del estudio fotogeológico realizado

Habida cuenta de la escala del estudio, en los planos geológicos (figura 3) se presentaron pues las principales unidades geotécnicas, y únicamente los recubrimientos cuaternarios que se consideraron de mayor entidad cartografiables a esta escala (si bien, como se ha indicado, en los casos en los que se contó con cartografías de mayor detalle realizadas a escala 1:2.000 de los proyectos se pudieron completar en función también del recorrido geológico realizado).

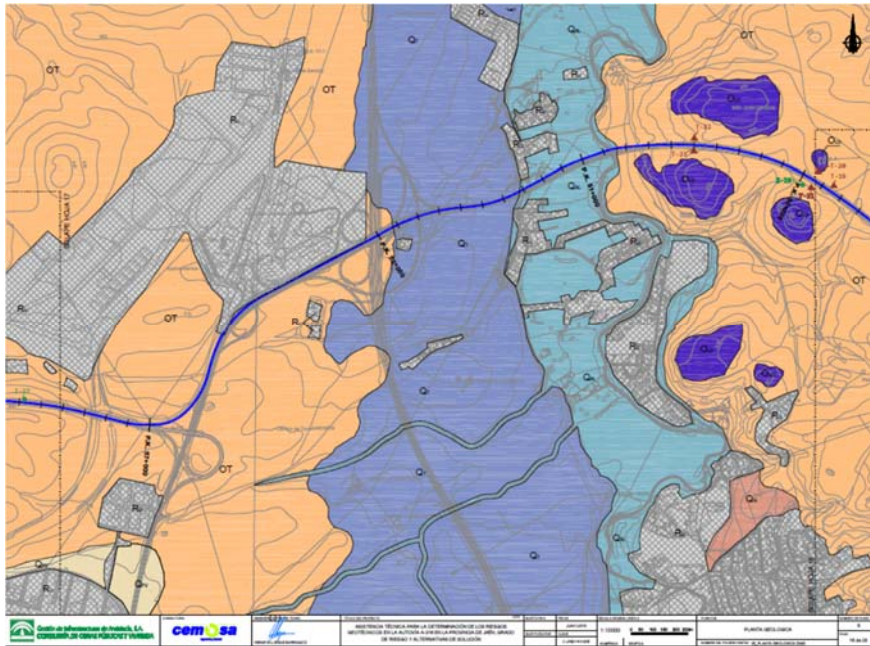


Figura 3. Ejemplo de plano geológico presentado (corresponde estudio fotogeológico de la figura 2)

Se describió en el estudio la geología de la zona, desarrollando en primer lugar un encuadre geológico general de gran importancia para la comprensión de la situación de las diferentes unidades afectadas. Se presentó la estratigrafía con una descripción de unidades estratigráficas y relación de yacencia entre ellas, la tectónica de detalle, así como la geomorfología e hidrogeología.

Se describieron de forma independiente (dada su importancia dentro del estudio) los riesgos geológico-geotécnicos que se podían presentar a lo largo de la traza, asociándolos a las diferentes unidades geotécnicas descritas en el apartado de estratigrafía. La descripción de riesgos se realizó indicando la unidad geotécnica relacionada con el mismo, así como posibles medidas generales preventivas o correctoras, si bien fue en el apartado de descripción de las incidencias donde se concretó una propuesta de medidas correctoras de cada caso dado

Se llevó a cabo una descripción geológico-geotécnica de la traza, localizando las diferentes unidades geotécnicas a lo largo de la misma, permitiendo a su vez describir los principales riesgos geológico-geotécnicos en cada uno de los tramos atravesados relacionándolos con las obras realizadas. Además, se expuso en cada tramo las inestabilidades acaecidas tanto en el pasado (en función de la documentación consultada) como tras las lluvias del 2009-2010.

Con el estudio geológico general y de detalle de la zona y el trabajo de campo realizado (incluida la inspección geotécnica de incidencias descrita en los siguientes párrafos), se

pudo llevar a cabo un plano de planta de riesgos geológico-geotécnicos a escala 1:10.000 (figura 4). En dicho plano se indicaban los diferentes tipos de riesgos que se describían en la memoria (ver leyenda en figura) y se localizaban a lo largo de la traza, no se representó en planos el riesgo sísmico, que fue descrito y clasificado por tramos en el apartado correspondiente de la memoria.

En la cartografía de riesgos se marcaron también la ubicación de las incidencias inventariadas, señalando de forma diferenciada los escarpes de deslizamientos históricos (que generalmente ya fueron corregidos, tal como quedó recogido en parte de los taludes inventariados) y los escarpes de deslizamientos detectados tras el último periodo de lluvias en el momento del estudio.

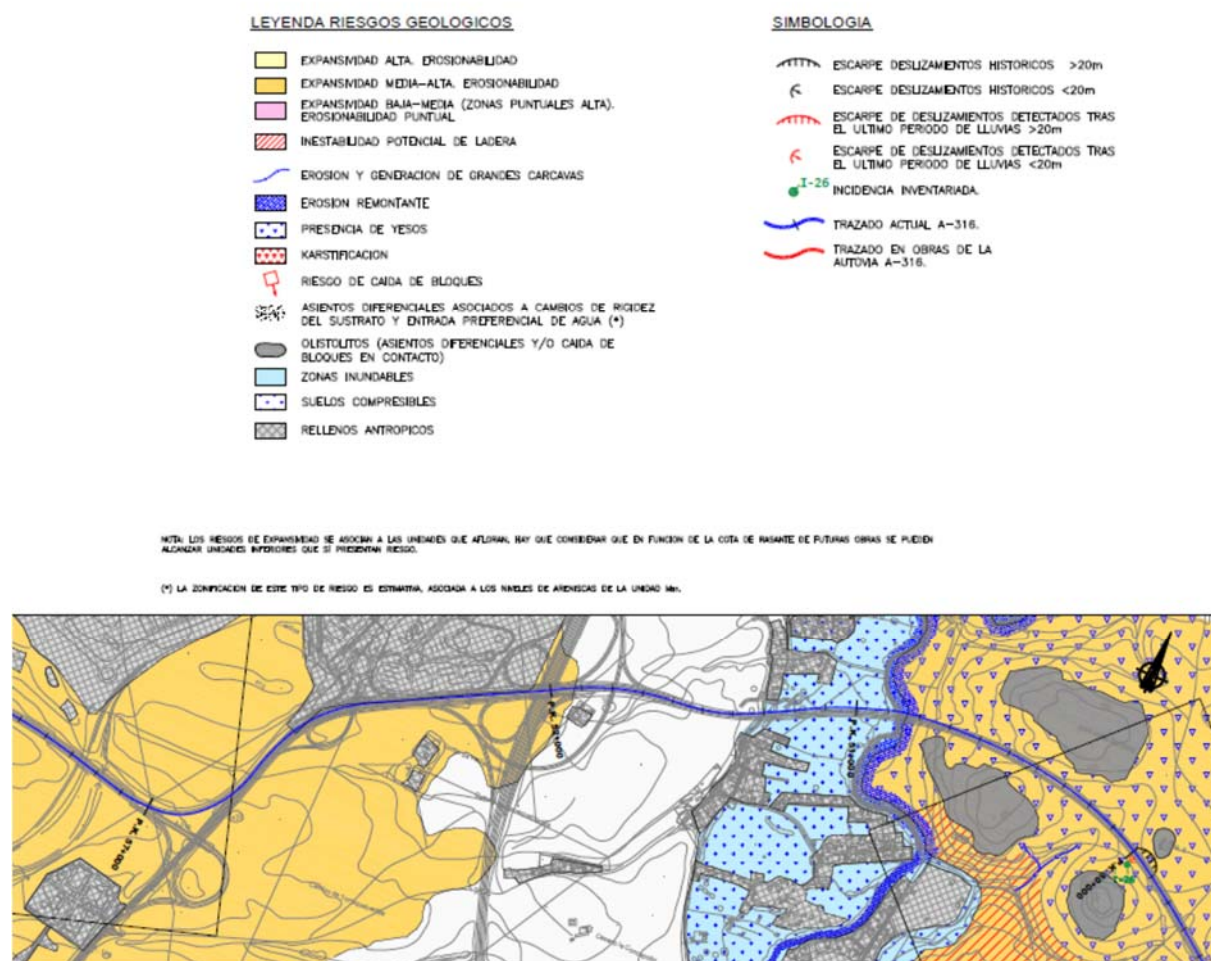


Figura 4. Leyenda del plano de riesgos y ejemplo en un sector de la carretera

Para la localización de zonas afectadas y zonas potencialmente inestables, se realizó una inspección geotécnica de todo el recorrido, presentándose un inventario de las incidencias detectadas a lo largo de la A-316 (40 puntos de la carretera con incidencias). Algunas de


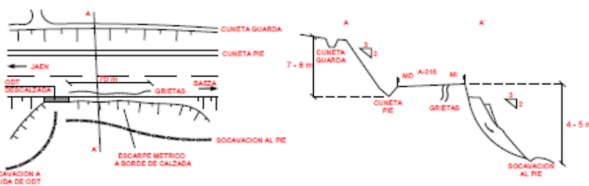


estas incidencias ya se habían comenzado a corregir, y formaban parte de un expediente de Propuesta de Obras de Emergencia presentado por la Delegación Provincial de Jaén, Servicio de Carreteras, en abril de 2010, por lo que se indicó en cada caso si ya se habían tenido en consideración en dicho expediente.

También existían tramos en ese momento en obras, algunos de duplicación de calzada (por lo que se podían ver desde la actual A-316) y otros de nuevo trazado. En este caso, las posibles incidencias acaecidas por el régimen de lluvias en una fase intermedia de obras se habían resuelto a través de las propias obras, por lo que no se incluyeron en el documento presentado de inventario de incidencias (aunque se tuvieron en cuenta para la evaluación de las zonas de riesgo). Tan sólo algunas de la Variante de Baeza fueron incluidas ya que se localizaban en tramos por los que se circulaba en ese momento y por tanto podían afectar a dicha circulación.

Hay que indicar que, tras el excepcional periodo de lluvias acaecido en esa fecha, gran parte de las obras de drenaje existentes a lo largo de la A-316 se vieron colmatadas. Se incluyeron en el inventario aquéllas que llegaron a provocar alguna incidencia (teniendo en cuenta que uno de los objetivos del estudio era el inventario de incidencias a corregir), considerando que el resto se corregirían dentro de las labores propias de mantenimiento. Del mismo modo, no se incluyeron en el inventario incidencias relacionadas con agotamiento de firme, o con juntas de firmes rígidos, que se pudieron observar en algunos puntos (si bien el agotamiento en tramos por los que la futura A-316 no iba a discurrir), quedando fuera del alcance de este estudio.

Las incidencias quedaron recogidas a modo de fichas (figura 5), en las que se describían, además de las patologías y sus dimensiones, cómo discurría la carretera en el tramo afectado, la geología correspondiente, las posibles causas preparatorias y desencadenantes de la incidencia, los daños previsibles en caso de no actuación, así como una propuesta de medidas correctoras en cada caso. Se indicaba la evaluación de grado de riesgo y se presentaba un completo reportaje fotográfico con croquis sobre ortofoto en función de las dimensiones de las incidencias.

Para la determinación del grado de riesgo siguió la práctica habitual, recogida además en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la Redacción de Anteproyectos y Proyectos de Carreteras de AOPJA (antigua GIASA), de evaluación de probabilidad y consecuencias. En este caso, había que tener en consideración que se trataba del grado de riesgo asociado a un posible avance de un problema ya existente si no se disponían las medidas adecuadas de reparación. Se evaluó el grado de riesgo de este modo en función de la probabilidad de avance de la incidencia según el tipo de inestabilidad, valorándola como baja, media o alta; y teniendo en cuenta que la importancia de las consecuencias (leves, medias o graves), una vez que ya se habían producido parte de los daños, estaban relacionadas en gran parte con el mantenimiento del servicio, además de con el incremento de los daños ya producidos que pudiera suponer el avance.

DESCRIPCIÓN DE LA INCIDENCIA		SITUACIÓN																				
TIPO DE INCIDENCIA: Rotura de relleno por descalce por erosión al pie DESCRIPCIÓN DE LA PATOLOGÍA: Fisuras en el firme de la calzada izquierda a lo largo de 70 m y descalce completo y pérdida de material del relleno por socavación del pie		P.K. A-318: 12+700 COORDENADAS: MARGEN: Izquierda X (U.T.M) 455280 MUNICIPIO: Begijar Y (U.T.M) 4203946																				
DAÑOS PRODUCIDOS - Aparición de grietas en el firme - Descalce y pérdida de material del relleno - Rotura de obras de drenaje		DESCRIPCIÓN DEL TRAMO TRAMO EN: Media ladera ALTURA (m): 7-8 T (M): 4-5 LONGITUD (m): > 200 PENDIENTE: 3H/2V 3H/2V BERMAS: No CUNETAS: Cunetas de pie y de guarda y bajantes en desmonte OBRAS DE DRENAJE: O.D.T. OBRAS DE CONTENCIÓN: No OTRAS MEDIDAS: No																				
DAÑOS PREVISIBLES SI NO SE ACTÚA - Corte de la vía - Rotura del relleno																						
POSIBLES CAUSAS - Drenaje insuficiente (mal orientado, mal protegido al pie) - Regimen excepcional de lluvias - Socavación del pie de relleno		GRADO DE RIESGO <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">PROB. DE AVANCE</th> <th colspan="3">CONSECUENCIAS</th> </tr> <tr> <th>LEVES</th> <th>MEDIAS</th> <th>GRAVES</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>BAJA</td> <td>Trivial</td> <td>Tolerable</td> <td>Moderado</td> </tr> <tr> <td>MEDIA</td> <td>Tolerable</td> <td>Moderado</td> <td>Importante</td> </tr> <tr> <td>ALTA</td> <td>Moderado</td> <td>Importante</td> <td>Intolerable</td> </tr> </tbody> </table>		PROB. DE AVANCE	CONSECUENCIAS			LEVES	MEDIAS	GRAVES	BAJA	Trivial	Tolerable	Moderado	MEDIA	Tolerable	Moderado	Importante	ALTA	Moderado	Importante	Intolerable
PROB. DE AVANCE	CONSECUENCIAS																					
	LEVES	MEDIAS	GRAVES																			
BAJA	Trivial	Tolerable	Moderado																			
MEDIA	Tolerable	Moderado	Importante																			
ALTA	Moderado	Importante	Intolerable																			
POSIBLES MEDIDAS CORRECTORAS - Ejecución de pantalla de micropilotes - Reposición del relleno		CROQUIS: 																				
GEOLÓGIA DESCRIPCIÓN: Margas de la unidad de margas y limos con niveles de areniscas de edad Mioceno. UNIDAD GEOLÓGICA: M ₅₁ FORMACIONES SUPERFICIALES: No INCIDENCIAS HIDROL. / CLIMATOL.: Cárcavas por escorrenia superficial INCIDENCIAS ESTRUCTURALES: No																						
FOTOGRAFÍAS   																						
OBSERVACIONES Actuación recogida en la Propuesta de Obras de Emergencia de Abril de 2010																						
Geólogo: Luis M ^a de la Rosa I.C.C.P.: Irene Villegas I-12 P.K. 12+700																						








FOTOGRAFÍAS Y CROQUIS SOBRE FOTO AEREA			
 <p>Fisuras en la calzada en zona de relleno</p>		 <p>Salida de la obra de drenaje que ha sido socavada. La calza es de varios metros al borde de la calzada</p>	
 <p>Escarpe métrico a borde de la calzada</p>		 <p>Cárcava de grandes dimensiones a la salida de la obra de drenaje</p>	
			
Serie de fotografías en las que puede apreciarse la socavación producida al pie del relleno a lo largo del mismo, con escarpes métricos a borde de la calzada			
OBSERVACIONES Actuación recogida en la Propuesta de Obras de Emergencia de Abril de 2010			
Geólogo: Luis M ^a de la Rosa I.C.C.P.: Irene Villegas I-12 P.K. 12+700			

Figura 5. Ejemplo ficha de incidencia

Así, se consideraron en general como leves aquellas incidencias que afectaban únicamente a los márgenes de carretera (cunetas) aunque su avance pudiera ser invasión parcial de materiales en la calzada. El caso de rotura total de parte de la calzada se consideró generalmente una consecuencia grave ya que provocaría cortes de carriles. En algunos casos, cuando la rotura podía afectar únicamente a parte de un carril se indicó como una consecuencia de grado medio.

A modo de resumen de todo el estudio realizado se presentó un Mapa de Síntesis de los principales riesgos geotécnicos asociados a la traza actual a escala 1:120.000. En el mismo, se podía apreciar en un único plano de forma esquemática los principales riesgos y la ubicación de las incidencias, presentando fotografías de las incidencias más relevantes y del efecto de alguno de los riesgos señalados, así como una tabla resumen las mismas.

4. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO DE RIESGOS

En la siguiente figura se presenta la columna estratigráfica de la zona en estudio, representando las relaciones de yacencia entre unidades litoestratigráficas.

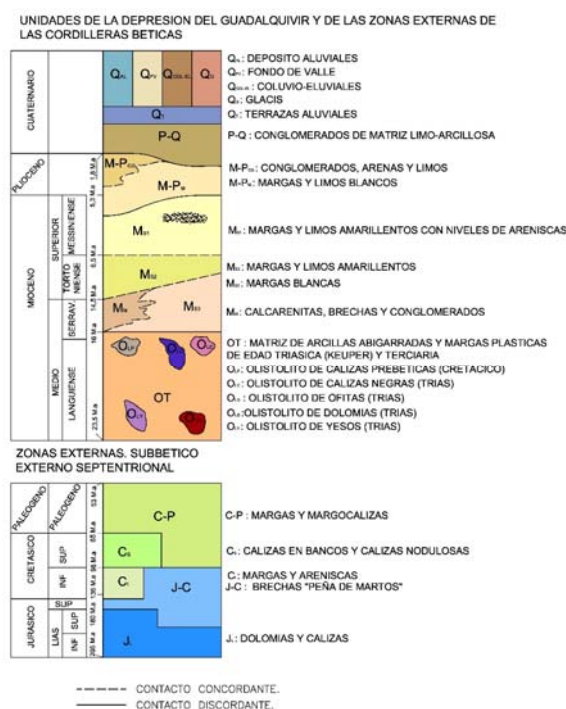


Figura 6. Columna estratigráfica

En general, las unidades predominantes a lo largo de la traza son las correspondientes al Mioceno, tanto autóctonas como alóctonas. Así, en la primera mitad de la A-316 (hasta Jaén) predominan las margas y limos amarillentos con mayor o menor predominio de niveles de

areniscas autóctonos miocenos (Ms_1 y Ms_2) y posteriormente la unidad olitostrómica (OT), con algunos tramos de materiales mio-pliocenos (M-P). En la segunda mitad de la A-316 predominan fundamentalmente las margas blancas miocenas (Ms_3) y la unidad olitostrómica (OT), con algún pequeño sector en calcarenitas brechas y conglomerados miocenos (M_M), margas y areniscas del Cretácico Inferior (C_1) y margas y margocalizas del Cretácico Superior (C-P). En todo el tramo, estos materiales se encuentran ocasionalmente bajo depósitos cuaternarios o pliocuaternarios.

Respecto a los riesgos presentes y asociados a las diferentes unidades geotécnicas:

El riesgo de expansividad, en mayor o menor grado, está presente en prácticamente toda la traza, ya que está asociado a los materiales margosos mio-pliocenos (M- P_M) y miocenos, tanto autóctonos (Ms_1 , Ms_2 y Ms_3) como alóctonos (OT). En el caso de la unidad olitostrómica (OT), y habida cuenta de su heterogeneidad, la expansividad se puede encontrar desde grado bajo – medio hasta medio-alto pudiendo ser puntualmente elevado.

La inestabilidad potencial de laderas está asociada fundamentalmente a las unidades miocenas autóctonas, en las que los fenómenos de reptación de laderas, en el caso de las correspondientes al Mioceno-Superior (Ms_1 y Ms_2), son habituales incluso para pendientes muy suaves. Este fenómeno se ve agravado en el caso de la unidad Ms_1 , en las que las intercalaciones de niveles más permeables crean entradas preferenciales de agua (que son también muy desfavorables en caso de rellenos a media ladera), habiéndose observado una acumulación de incidencias en estos materiales. En el caso de la unidad alóctona olitostrómica (OT) se puede producir este fenómeno en el caso de matriz predominantemente de origen terciario, si bien para pendientes de laderas no tan tendidas. En esta unidad, la presencia errática de facies más o menos arcillosas y resistentes produce el efecto de inestabilidades locales debidas a que los taludes generales pueden ser estables con pendientes menos tendidas (se observa en el tramo final), pero localmente se producen deslizamientos acotados en los materiales menos resistentes.

Los riesgos relacionados con la erosión están también muy presentes a lo largo de la traza debido a la propia naturaleza de las unidades afectadas. Así, en los taludes de desmonte en las unidades margosas miocenas (Ms_1 , Ms_2 y Ms_3) son frecuentes la formación de regueros y pequeñas cárcavas; éstas pueden aumentar de tamaño progresivamente, especialmente si el talud en coronación cuenta con pendiente hacia el propio desmonte y no se ha dispuesto una cuneta de guarda para la derivación de aguas de escorrentía.

En la cartografía de riesgos se señaló además el riesgo relacionado con la erosión y formación de grandes cárcavas en lo que son los caminos preferenciales de aguas de escorrentía superficial. Este fenómeno es muy acusado en la zona de Baeza al Puente del Obispo en la que tras el último periodo de lluvias en el momento del estudio se pudo apreciar la formación de grandes cárcavas que no estaban necesariamente relacionadas con arroyos más o menos continuos. Este proceso de erosión, al situarse en su pie, llegó a descalzar a un par de terraplenes. Por último, respecto a la erosión cabe señalar que los cauces fluviales pueden

transportar caudales apreciables de agua, generándose procesos de erosión remontante que también fueron cartografiados.

En cuanto a los riesgos asociados a la presencia de yesos, su importancia depende de la forma de presentación de los mismos en el terreno, bien como grandes bloques o bien presencia de pequeños cristales inmersos en una matriz arcillosa. Así, se diferenció el riesgo de karstificación en el caso de olistolitos yesíferos (OLY), marcando en todo caso las zonas de presencia de yesos en función de que la matriz de la unidad olitostromica (OT) sea predominantemente de facies de origen triásico.

El riesgo de caída de bloques señalado en la cartografía está asociado a la unidad de margas y limos amarillentos con niveles de arenisca (MSI) (por descalce precisamente de estos niveles), y a la unidad olitostromica (OT) por el fenómeno de erosión diferencial entre materiales tipo suelo y tipo roca presentes en la misma.

Se quiso diferenciar el riesgo de asientos diferenciales asociados a cambios de rigidez del sustrato y entrada preferencial de agua, ya que fue detectado como incidencia en diversos puntos de la A-316 en la subida a Baeza y variante de Baeza, tanto histórica como actual. Se trata del efecto que tiene en la calzada el cruce de los niveles más rígidos de la unidad de margas y limos amarillentos con niveles de areniscas (MSI) lo cual puede generar asientos diferenciales cuyo progreso se ve agravado por los flujos preferenciales de agua que recorren los niveles más permeables (areniscosos) y que alteran los paquetes más arcillosos subyacentes.

También se señalaron en la cartografía de riesgos los diferentes olistolitos (OL) de la unidad olitostromica, ya que la naturaleza rocosa de los mismos y su situación en un material tipo suelo lleva asociado posibles fenómenos de asientos diferenciales en el paso de un material a otro, así como de caída de bloques por erosión diferencial en el contacto en caso de desmontes.

Respecto a las zonas inundables, se indicaron únicamente las asociadas a los depósitos cuaternarios aluviales de mayor entidad, dado que la topografía de base del estudio (con curvas de nivel cada 10 m), así como la escala, no permitían la delimitación de todas las posibles zonas inundables puntuales que puede atravesar la traza, que deben localizarse en las zonas topográficamente más bajas y de relieve plano.

Se cartografiaron los suelos compresibles correspondientes a los depósitos cuaternarios que pueden presentar una elevada deformabilidad y que están asociados a depósitos aluviales (QAL) de mayor entidad, fondos de valle (QFV) y coluvio-aluviales (QCOL-EL) de mayor desarrollo.

Por último, se señaló en el mapa de riesgos geológico-geotécnicos las zonas correspondientes a rellenos antrópicos vertidos, de balsas y de urbanización, si bien al tratarse del estudio de una carretera concluida los rellenos obviamente no afectaban a la misma, tan sólo en algún tramo de los que estaban en obras se podía atravesar algún relleno que ya había sido tenido en cuenta previendo su retirada.



Figura 6. Ejemplos de riesgos geotécnicos en A-316

Respecto a las incidencias registradas, prácticamente la mitad se detectaron en los 20 primeros kilómetros de los 103 que conforman la A-316, lo que es indicativo del grado de riesgo de esta zona. Si bien también se tuvo en cuenta que de la documentación consultada y del recorrido geotécnico de la traza que en periodos anteriores también se habían producido un importante número de incidencias en otros tramos pero que fueron resueltas en su momento, principalmente asociadas a inestabilidades de ladera.

Las incidencias de mayor relevancia acaecidas en el momento del estudio estaban asociadas a inestabilidad de rellenos por erosión al pie en zonas de elevado riesgo de erosionabilidad y formación de grandes cárcavas, así como algún deslizamiento en desmante y a media ladera de mayor entidad, en algún caso con afección a la ladera natural. También se detectaron algunas incidencias asociadas a asientos diferenciales en rellenos a media ladera o sobre suelos compresibles. Por último, se produjeron inestabilidades, ya más superficiales, en desmontes que generaron únicamente invasión de materiales en las cunetas de pie, pero que se consideró debían ser igualmente resueltos para evitar su avance.

A modo de resumen de todo el estudio realizado se presentó un Mapa de Síntesis de los principales riesgos geotécnicos asociados a la traza actual a escala 1:120.000. En el mismo, se

puede apreciar en un único plano de forma esquemática los principales riesgos (los que pueden ser representados a esta escala) y la ubicación de las incidencias, incluyendo fotografías de las incidencias más relevantes y del efecto de alguno de los riesgos señalados, así como una tabla resumen las mismas.

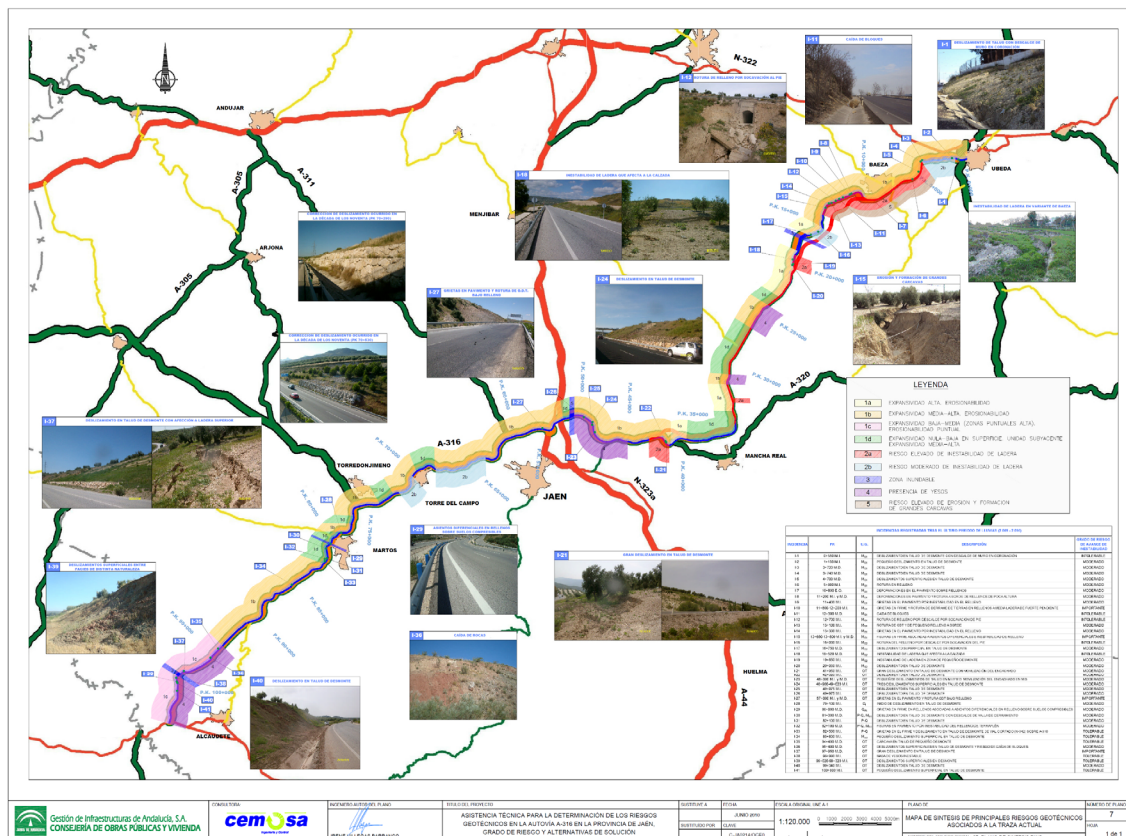


Figura 7. Mapa de síntesis riesgos geotécnicos e incidencias en A-316

REFERENCIAS

- C. Sanz De Galdeano y J.A. Vera (1991), Una propuesta de clasificación de las cuencas neógenas béticas. *Acta Geológica Hispanica*, v. 26 (1991), 3 - 4 , pgs, 205
- Dewey, J. F., M. L. Helman, E. Turco, D. H. W. Hutton, and S. D. Knott (1989), Kinematics of the western Mediterranean. *Alpine Tectonics*. M. P. Coward, D. Dietrich and R. G. Park. London, *Special Publication Geological Society of London*, 45, 265-283.
- Durand-Delga, M., and J. M. Fonboté (1980), Le cadre structural de la Méditerranée occidentale, paper presented at 26° Congrès Géol. Intern. Paris, Colloque n° 5 Mem. B.R.G.M.
- ITGE – Junta de Andalucía (1998). *Atlas Hidrogeológico de Andalucía* (E 1:400.000).
- IGME, Mapas Geológicos de España (E 1:50.000) Hoja 906 (Úbeda), Hoja 926 (Mengíbar), Hoja 927 (Baeza), Hoja 946 (Martos), Hoja 947 (Jaén), Hoja 968 (Alcaudete).
- M. García-Hernández, A.C. López-Garrido, P.A. Ruiz-Ortiz y J.A. Vera (1982). Turbiditas carbonatadas del Cretácico Inferior en el Arroyo de Bercho. *Cuadernos De Geología Ibérica*, v. 8, págs 433-447.

ESTUDIO Y ESTABILIZACIÓN DEL DESLIZAMIENTO QUE AFECTA A LA LÍNEA DE FERROCARRIL CASTEJÓN-BILBAO EN LAS PROXIMIDADES DE LA POBLACIÓN DE ALFARO (LA RIOJA)

Luis SERRANO MARTÍN* y **Manuel BERMEJO MARTÍNEZ†**

* Jefatura de Área de Laboratorio. D. G. de Explotación y Construcción. ADIF. C/ Agustín de Foxa s/n. Edificio Andén 1. Est. Chamartín, 2ª planta. Madrid 28036. lserrano@adif.es. Ingeniero Geólogo. Ingeniero T. Obras Públicas. Geólogo.

† C/ Paredes de Nava. Nº 24- 3ºA. Madrid 28017. manolobirhan@gmail.com. Geólogo. Ingeniero Geólogo. Consultor freelance

RESUMEN

Se expone el estudio geológico-geotécnico realizado en un deslizamiento que afecta al tramo de línea de ferrocarril convencional Castejón – Bilbao, entre los PP.KK. 4+290 al 4+470, próximo a la localidad de Alfaro (La Rioja).

El deslizamiento se ha producido en materiales de la Formación Alfaro (Terciario. Mioceno), formados por lutitas con niveles de areniscas. Bajo ella aparecen materiales de la Formación Lerín (Terciario. Oligoceno), formados por arcillas con niveles de yeso, calizas y areniscas.

Se describe el mecanismo de rotura propuesto para el deslizamiento, tras analizar sus factores condicionantes y desencadenantes, a partir de los resultados de la campaña geotécnica y las medidas de estabilización ejecutadas en base a los análisis de estabilidad.

Después de finalizadas las obras de estabilización en 2015, ADIF realiza en la actualidad la auscultación inclinométrica de la trinchera para evaluar la efectividad de las mismas.

1. INTRODUCCIÓN

El presente artículo ilustra el “Estudio y estabilización del deslizamiento que ha afectado a la línea de FF.CC. Castejón–Bilbao en las proximidades de la población de Alfaro (La Rioja)”, entre los PP.KK. 4+290 a 4+470, que fue realizado entre diciembre de 2014 y abril de 2015.

El tramo de línea de FF.CC. estudiado es un desmonte desde su inicio hasta el P.K. 4+374 (84 m). En diciembre de 2014, el talud izquierdo presentaba una altura máxima de 14 m y un

ángulo de inclinación de 50°, con un muro-cuneta de hormigón, en su pie, de 1,4 m de altura, bastante deteriorado. El talud derecho, tenía similar ángulo de inclinación y menor altura (máxima de 4-5 m). A partir del P.K. 4+374 a 4+470 (96,0 m), la explanación era una media ladera con el lado izquierdo en desmonte y el lado derecho en terraplén con altura máxima de 10 m, con dos tramos iguales separados por una berma intermedia, y ángulos de talud de 35° el primero y 45° el segundo (situado junto al río Alhama). Ambos tramos estaban protegidos por un muro de escollera de 3,0 m de anchura en su cabecera, bastante deteriorado.

El desmonte está excavado en materiales de la denominada Formación Alfaro (Terciario. Mioceno. Aquitaniense – Vindoboniense), compuesta por lutitas con niveles de areniscas. El terraplén se supone compuesto por materiales extraídos del desmonte y después compactados. En la coronación del talud izquierdo aparecen depósitos de terraza (Cuaternario. Holoceno), compuestos por gravas, arenas y limos, y se ha construido una nave industrial de la empresa I.E.P. Geotermia. Toda la cabecera se encuentra muy antropizada debido al vertido de escombros.

Hacia finales del año 2014 se produjo un gran deslizamiento en el talud izquierdo de la trinchera, entre los PP.KK. 4+290 a 4+469 (179,0 m), que originó hundimientos importantes en la plataforma ferroviaria y produjo un desplazamiento horizontal de la vía de más de tres metros. Lo que al principio habían sido solo desnivelaciones y defectos de alineación acentuados en las vías, debido a la velocidad del movimiento detectado, corría el riesgo de agravarse y llegar incluso a interrumpir la circulación en la línea de FF.CC. Por este motivo se realizó una investigación geotécnica, para determinar la geometría, profundidad y velocidad del deslizamiento, conocer los factores condicionantes y desencadenantes del mismo y estudiar la efectividad de las medidas de estabilización a ejecutar con carácter de urgencia, teniendo en cuenta las limitaciones que imponen las líneas de FF.CC. en servicio.

2. ENCUADRE GEOLÓGICO. ESTRATIGRAFÍA REGIONAL Y DE DETALLE

La zona de estudio se sitúa desde el punto de vista geológico regional en el sector oriental de la Cuenca Terciaria del Ebro (figura 1), y se caracteriza por presentar depósitos terciarios continentales formados por yesos y arcillas y en menor proporción areniscas y calizas. Se encuentra situada en el flanco SO del Anticlinal de Arguedas de dirección NO-SE. Este anticlinal presenta, un núcleo yesífero diapírico muy replegado. Hacia el Este como consecuencia de la desaparición progresiva de los yesos, el anticlinal se va amortiguando hasta desaparecer con terminación periclinal.

Tectónicamente, estos materiales están afectados por un sistema de pliegues de dirección ONO-ESE de origen halocinético. Los materiales cuaternarios también están afectados por movimientos halocinéticos, presentando deformaciones muy características en la zona.

Las litologías que afloran en las proximidades de la zona de estudio abarcan materiales con edades comprendidas entre el Terciario y el Cuaternario.

Los materiales Mesozoicos aparecen al Sur de la zona de estudio dentro del flanco SO del anticlinal de Arguedas, y presentan litologías de edades comprendidas entre el Oligoceno Superior (Chattiense) y el Mioceno (Vindoboniense). Estas litologías están recubiertas por materiales de edad cuaternaria que incluyen depósitos de distinta génesis (figura 1).

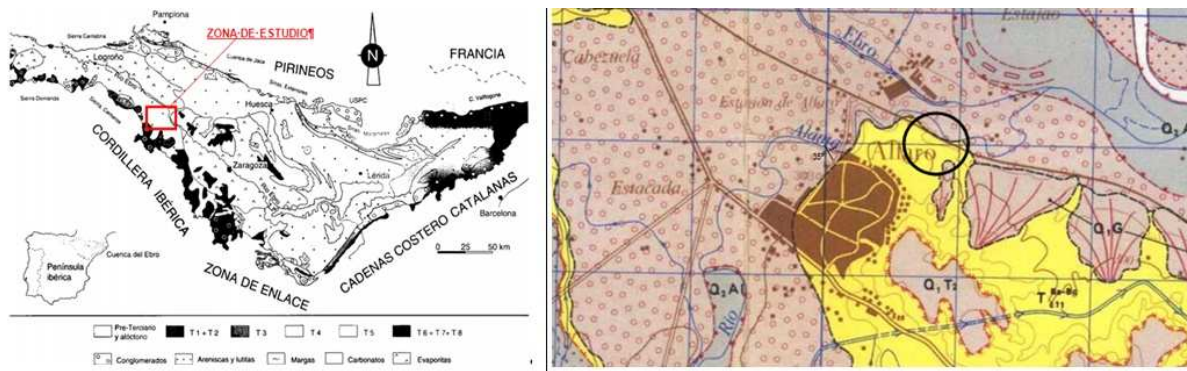


Figura 1. Esquema geológico de la Cuenca del Ebro (“Geología de España”, Ed. Vera, 2004) y mapa geológico de la zona (extracto del Mapa Geológico de España a escala 1:50.000. Hoja N° 244. Alfaro. (IGME). T^{Ba-Bc}_{c11}. Formación Alfaro: Arcillas y areniscas rojas (Mioceno, Aquitan.-Vindobon.) Q₁T₂: Terraza 2 (Pleistoceno). Q₁G: Glacis: Gravas, arenas, limos y arcillas (Pleistoceno). Q₂T₄: Terraza 4 (Holoceno). Q₂Al: Llanura aluvial.

El Terciario del valle del Ebro es continental y su principal característica son los cambios de facies entre los distintos materiales. En el área de estudio se han podido identificar dos formaciones: Lerín y Alfaro, con una facies de transición entre ambas de escaso espesor.

La Formación Lerín (Oligoceno. Chattiense-Aquitaniense inferior), presenta una potencia regional de entre 400 y 600 m. Se considera una formación básicamente yesífera, con tramos arcillosos que cambian de facies entre sí continuamente. Los tramos yesíferos se disponen en capas milimétricas o centimétricas con juntas arcillosas o limosas, aparecen en capas de color blanco y aspecto sacaroideo y en ocasiones con niveles de halita.

La formación Alfaro (Mioceno. Aquitaniense Superior-Vindoboniense), se caracteriza por su color rojo y el predominio de limos y arcillas con intercalaciones de niveles de areniscas y en ocasiones microconglomerados. Su potencia puede alcanzar los 50 m. Se sitúa normalmente sobre la Formación Lerín, y, en la zona de estudio, es la formación donde principalmente se ha desarrollado el deslizamiento que afecta a la línea de FF.CC.

A los materiales de transición entre ambas formaciones terciarias, se les atribuye, características mixtas. Es en esta unidad donde se sitúa la superficie del deslizamiento en ambos sondeos (figura 5).

Los sedimentos cuaternarios tienen bastante representación en el área. El río Ebro, así como sus afluentes principales, Arga y Alhama, han originado un sistema de terrazas antiguas y una llanura aluvial bien desarrollada. De más antiguo a más moderno aparecen en la zona los

siguientes depósitos cuaternarios: glacis (Pleistoceno), nivel de terraza alta (Pleistoceno), terraza baja (Holoceno), depósitos aluviales actuales y sedimentos antrópicos (Holoceno) (figura 2).

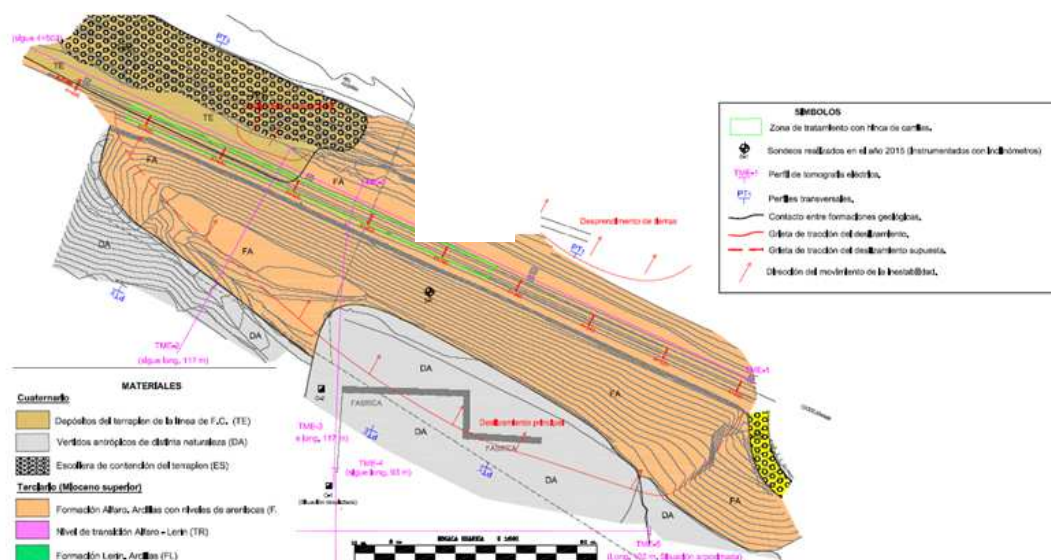


Figura 2. Mapa geológico de detalle de la zona de estudio. Autores: Serrano L. & Bermejo M.

3. HIDROLOGÍA E HIDROGEOLOGÍA

La hidrología de la zona de estudio se caracteriza por el cauce del río Alhama, que discurre por la base del terraplén de la línea de FF.CC. con trazado meandriforme y cierto poder erosivo, lo que ha originado el desplome de un muro de contención antiguo situado al pie del terraplén y de otros elementos de protección. Precisamente la acción erosiva del río fue la causante del desprendimiento producido en diciembre de 2014 entre los PP.KK. 4+320 a 4+445 (125,0 m), en la parte posterior del talud derecho de la línea de FF.CC.

Transversalmente a la línea de FF.CC., el deslizamiento está delimitado por los cauces de los barrancos del Putete (PP.KK. 4+290) y del Cementerio (PP.KK. 4+470), que desaguan al río Alhama por la derecha del trazado. Recientemente estos barrancos fueron acondicionados por la Confederación Hidrográfica del Ebro para drenaje de las aguas de escorrentía superficial.

Desde el punto de vista hidrogeológico la zona no presenta acuíferos de importancia. Los materiales terciarios tienen generalmente muy baja permeabilidad, en particular los niveles arcillosos de la Formación Alfaro, si bien los de composición más limosa y los detríticos de arenisca presentan una mayor permeabilidad. El nivel de base impermeable en la zona lo constituyen los materiales de la Formación Lerín, aunque en sus metros superficiales, en la transición con los materiales de la Formación Alfaro, pueden presentar mayor permeabilidad.

En el deslizamiento estudiado existen varios aspectos, desde el punto de vista hidrológico e hidrogeológico, que influyen en su génesis y movimiento. Los barrancos del Putete y del Cementerio se encontraban obstruidos por vertidos antrópicos, y debido a su mal drenaje superficial, las aguas de escorrentía se dirigían a la explanada existente en la cabecera del deslizamiento y desde allí pasaban a infiltrarse al régimen subterráneo. El agua se infiltra en el terreno a través de los materiales de la formación Alfaro, considerados bastante impermeables, pero que presentan niveles de composición limo-arenosa y niveles de areniscas de mayor permeabilidad, lo que permite una mayor saturación del terreno.

4. INVESTIGACIÓN REALIZADA

Para el estudio de este deslizamiento fue necesario hacer una serie de investigaciones geotécnicas, las cuales se describen a continuación.

Prospección geofísica. Se realizaron cinco perfiles de tomografía eléctrica. Los resultados obtenidos (figura 3) indican resistividades entre 20 y 500 $\Omega \times m$ (*valores bajos y medios*), que son correlacionables con los vertidos antrópicos de superficie (unidad VA) y con áreas de terreno movilizado de la formación Alfaro (unidad FA) (menor grado de cohesión y mayor porosidad). Dentro de estos valores, los de menor resistividad (bajos, color verde), corresponden a facies de mayor contenido en finos y humedad (arcillas saturadas). En profundidad los valores medios (amarillo a rojo) pueden asociarse a niveles de areniscas o de la formación Lerín (Unidad LE). Resistividades entre 5 y 40 $\Omega \times m$ (*valores muy bajos*) se correlacionan con materiales arcillosos de humedad elevada de la formación Alfaro (unidad FA). Dentro de estos materiales, los de menor resistividad (5 a 10 $\Omega \times m$) se corresponden con facies saturadas de humedad.

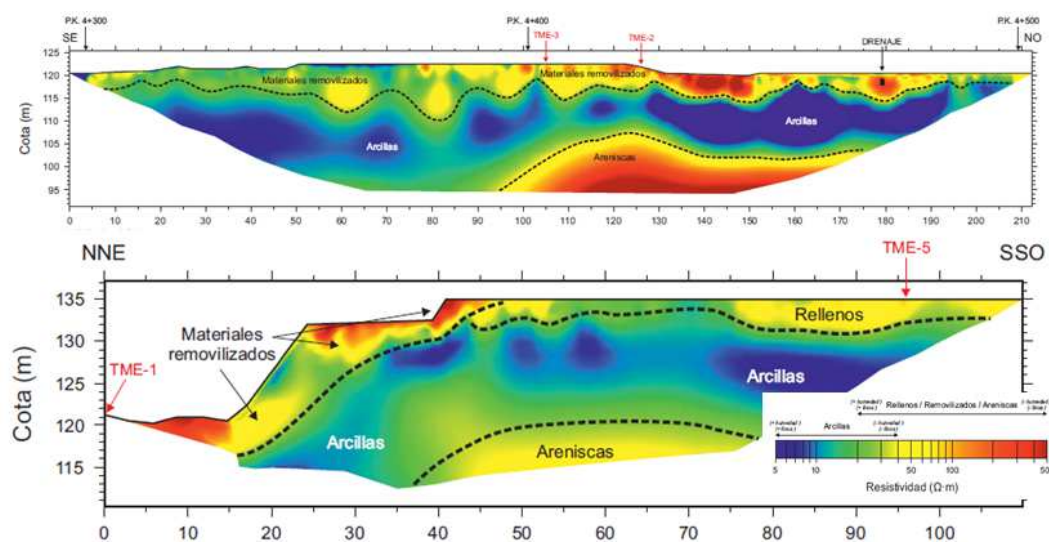


Figura 3. Perfiles de tomografía eléctrica. Arriba, perfil longitudinal. Abajo, perfil transversal en la zona del deslizamiento.

Calicatas. Se excavaron dos calicatas mecánicas en las que se reconoció el espesor del relleno antrópico existente en la cabecera del talud (1,80 a 2,0 m), de composición heterogénea. Bajo este vertido aparecen las arcillas rojizas de la formación Alfaro.

Sondeos. Se perforaron dos sondeos geotécnicos (S-1 y S-2) con extracción de testigo continuo, de 18,60 m y 16,20 m de profundidad respectivamente. En ambos se dispuso tubería inclinométrica. En la figura 2 se muestra su situación y en la tabla 1 su testificación abreviada.

SONDEO	SITUACIÓN	TESTIFICACIÓN
S-1 (IN-1) 18,60 m (N.F.13,5 m)	P.K. 4+380 (LI)	<ul style="list-style-type: none"> • 0,00 – 2,40 m: Material antrópico. • 2,40 – 15,30 m: Formación Alfaro. Arcillas con escasos cantos de cuarcita de color marrón-rojizo. Pasadas de mayor granulometría. Entre 14,40 m y 15,30, hay un terreno más blando y húmedo donde puede estar localizada la superficie de deslizamiento. • 15,30 – 15,55 m: Transición. Gravas con cantos de cuarcita y matriz arcillo margosa de color rojizo. • 15,55 – 18,60 m: Formación Lerín. Margas arcillosas de color gris verdoso, con nódulos de yeso sacaroideo y en ocasiones fibroso
S-2 (IN-2) 16,20 m (N.F.10,9 m)	P.K. 4+380 (LD)	<ul style="list-style-type: none"> • 0,00 – 10,90 m: Formación Alfaro. Arcillas con escasos cantos de cuarcita de color marrón, rojizo. Pasadas de mayor granulometría. • 10,90 – 12,90 m: Transición. Arcillas margosas con pasadas limosas verdosas. Presenta color marrón y niveles verdosos. Al inicio es más arenoso. • 12,90 – 16,20 m: Formación Lerín: Margas arcillosas duras con algo de pizarrosidad de color grisáceo con bandas rojizas.

Tabla 1. Testificación abreviada de los sondeos realizados.

Ensayos. Se realizaron ensayos de laboratorio e “in situ” para caracterizar geotécnicamente las distintas formaciones presentes en el área. En la tabla 2 se puede ver un resumen de los resultados obtenidos para las formaciones geológico-geotécnicas consideradas.

CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS			UNIDADES GEOTÉCNICAS		
			FORMACIÓN LERÍN	FORMACIÓN ALFARO	FROMACIÓN TRANSICIÓN
GRANULOMETRÍA	GRAVAS (%)		0,00	9,46	0,00
	ARENAS (%)		1,85	8,96	3,30
	FINOS (%)		97,79	81,58	96,70
LIMITES ATTERBERG	LL (%)		45,85	38,93	43,70
	LP (%)		23,05	20,60	22,60
	IP		21,55	18,83	21,10
CLASIFICACIÓN U.S.C.S.			CL	CL (GC – SC)	CL
HUMEDAD			20,45	18,39	21,74
DENSIDAD	SECA (gr/cm³)		1,71	1,82	1,71
	NATURAL (gr/cm³)		2,09	2,18	2,09
GOLPEO	N 30 (SPT)		51	26 - 27	--
R.C.S.	PENETRO (kg/cm²)		4,16	3,45	2,5
	LABORATORIO (kg/cm²)		2,12	3,33	2,12
RESISTENCIA AL CORTE	LABORATORIO (CD)	C' (kg/cm²)	0,26	0,18	0,09
		φ' (°)	26,95	22,83	29,80
	VANE TEST		Su (Kg/cm²)	0,45	1,30
PERMEABILIDAD*		k (cm/s)	10 ⁻⁵ – 10 ⁻⁸	10 ⁻³ – 10 ⁻⁵	

Tabla 2. Resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio e “in situ”.

Instrumentación. Los dos sondeos se equiparon con tubería inclinométrica. Entre enero y

abril de 2015, se tomaron tres mediciones inclinométricas (28/01/15, 18/02/15 y 08/04/15). De sus resultados se deduce que el deslizamiento se mueve en sentido perpendicular a la línea férrea (figura 4). La superficie de despegue se sitúa a 15,5 m de profundidad en el sondeo S-1 (situado en una berma intermedia del talud) y a 14,0 m de profundidad en el S-2 (situado a nivel de la plataforma ferroviaria).

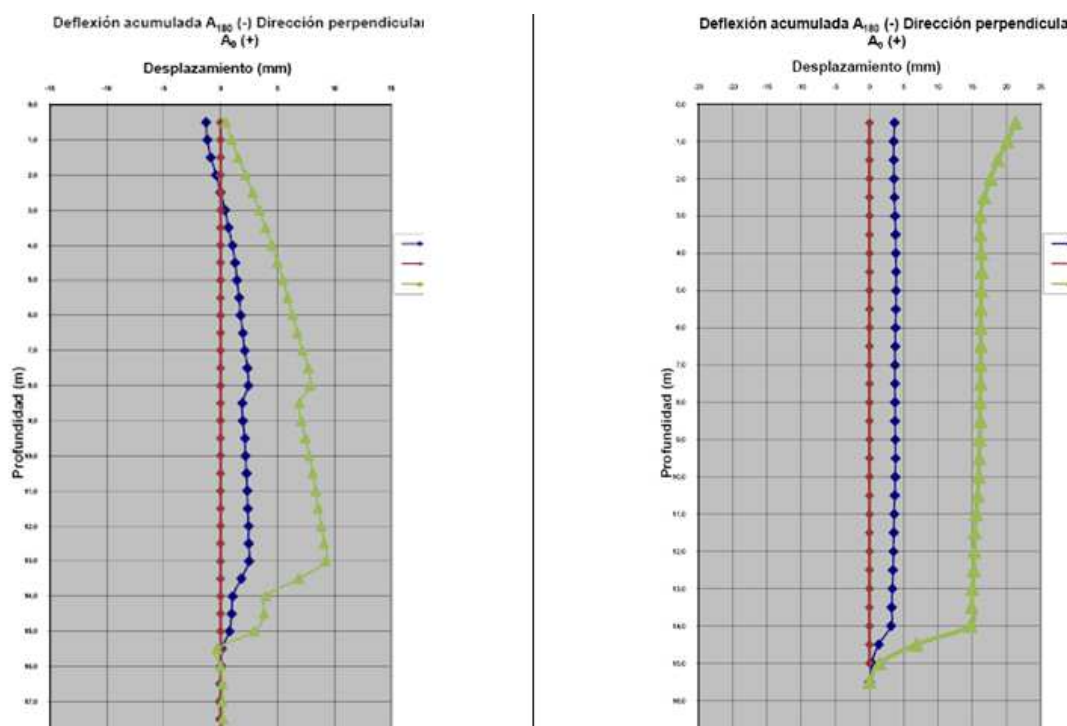


Figura 4. Resultados de las lecturas inclinométricas. S-1 (izquierda) y S-2 (derecha).

La velocidad de movimiento en el S-1 es 0,18 mm/día (65,7 mm/año). La velocidad de movimiento en el S-2 es 0,29 mm/día (107,8 mm/año). Estas mediciones coincidieron en el tiempo con la ejecución de la obra de emergencia para estabilización del deslizamiento.

Posteriormente, se han realizado cuatro nuevas mediciones, tres en el año 2016 (21/03/16, 28/09/16 y 20/12/16) y una en 2017 (23/03/17), usando recursos propios íntegramente de la Jefatura de Área de Laboratorio de ADIF, para comprobar si el deslizamiento se ha estabilizado completamente después de finalizadas las obras de estabilización en 2015.

5. DESCRIPCIÓN E INTERPRETACIÓN DEL DESLIZAMIENTO

El deslizamiento se desarrolla en la Formación Alfaro, en la que está excavado el desmonte, pero afecta también al material de transición definido entre las formaciones Alfaro y Lerín. En diciembre de 2015, presentaba un escarpe en cabecera con un desnivel de más de 2 metros. Al pie del talud, junto al cauce del río Alhama, se pudieron apreciar grietas y deformaciones en

la escollera de protección y en el terreno situado por delante del pie. Se ha deducido un espesor máximo de material movilizado de unos 14,0-15,0 m bajo la plataforma ferroviaria, conforme a las lecturas de los dos inclinómetros instalados.

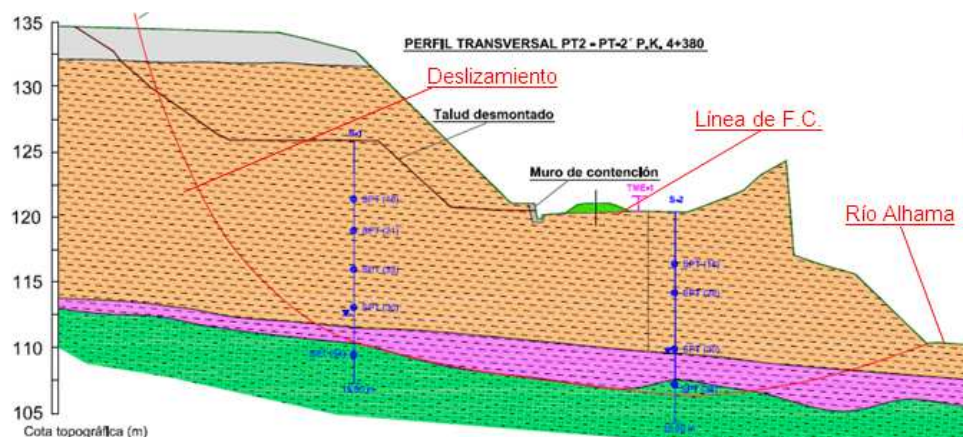


Figura 5. Perfil geológico de detalle de la zona de estudio. Autores: Serrano L. & Bermejo M.

El perfil geológico-geotécnico (figura 5), indica que el sustrato estable es la formación Lerín (Unidad LE), cuyos niveles superficiales en contacto con la unidad TR (de transición) han podido verse afectados también por el deslizamiento.

La superficie de deslizamiento se ha interpretado como de tipo compuesto, circular-traslacional, en el PP.KK. 4+380, aunque no se descarta que su geometría sea circular en otras zonas de la masa movilizada. Se desconoce si el tramo traslacional del deslizamiento presenta en profundidad un cierto control estructural.

El deslizamiento ha provocado una pérdida de confinamiento en los materiales limítrofes a la zona afectada lo que favorece el desarrollo de nuevos fenómenos de inestabilidad en las zonas laterales próximas y en la cabecera.

6. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD

Se han realizado análisis de estabilidad con el programa Slide (v.05) en un perfil situado en el PP.KK. 4+380 (figura 5), que contiene los dos sondeos. Estos análisis se han desarrollado en tres fases, teniendo en cuenta la naturaleza de las obras correctoras a ejecutar.

Fase 1. Se ha realizado un análisis retrospectivo (“*back analysis*”), en la situación inicial de la trinchera, considerando superficies de deslizamiento tanto de tipo circular-traslacional como circular-rotacional. En ambos casos los parámetros geomecánicos de los materiales en estado de equilibrio estricto (factor de seguridad $FS \approx 1$) se han determinado mediante un análisis de sensibilidad considerando los resultados de los ensayos de laboratorio e “in situ” realizados.

Fase 2. Para el caso de superficie de deslizamiento circular-traslacional, se ha modificado la geometría del perfil, para establecer la situación final después de realizado el movimiento de

tierras ejecutado (solución 1). El análisis de estabilidad ha permitido establecer el FS de dicha situación con los parámetros geomecánicos de los materiales obtenidos del “*back analysis*”.

Fase 3: Se ha realizado un último análisis, simulando el efecto estabilizador de una escollera dispuesta en el pie del talud, una vez completado el movimiento de tierras de la fase anterior (solución 2).

Los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad se exponen en la tabla 3.

PERFIL	TIPO DE ANÁLISIS	FS	PROFUNDIDAD TIPO DE ROTURA	PARAMETROS GEOTECNICOS CONSIDERADOS
4+380	SITUACIÓN INICIAL (Equilibrio límite)	1,00	14 – 15 m Circular – translacional	<ul style="list-style-type: none"> • Unidad VA: $\rho_s = 1,65 \text{ g/cm}^3$ / $\rho_{ap} = 1,90$ / $c = 0,10 \text{ kp/cm}^2$ / $\phi = 25^\circ$. (Antrópico). • Unidad FA: $\rho_s = 1,8 \text{ g/cm}^3$ / $\rho_{ap} = 2,18$ / $c = 0,1 \text{ kp/cm}^2$ / $\phi = 22^\circ$. (Alfaro). • Unidad FT: $\rho_s = 1,7 \text{ g/cm}^3$ / $\rho_{ap} = 2,0$ / $c = 0,09 \text{ kp/cm}^2$ / $\phi = 11^\circ$. (Transición). • Unidad FL: $\rho_s = 1,7 \text{ g/cm}^3$ / $\rho_{ap} = 2,0$ / $c = 0,25 \text{ kp/cm}^2$ / $\phi = 24^\circ$ (Lerín).
	SITUACIÓN INICIAL (Equilibrio límite)	1,00	15,00 Circular	
	LADERA DESMONTADA (Solución 1)	1,14	14 – 15 m Circular – translacional	
	ESCOLLERA AL PIE DEL TALUD (Solución 2)	1,24	14 – 15 m Circular – translacional	

Tabla 3. Factores de seguridad obtenidos de los análisis de estabilidad realizados, para distintos supuestos.

En el perfil del PP.KK. 4+380, tras el movimiento de tierras realizado y la ejecución de la escollera al pie de la trinchera enrasada con la plataforma ferroviaria, se ha obtenido un factor de seguridad $FS = 1,24$ (figura 6). Este factor se consideró suficiente para la estabilización urgente de la ladera a corto y medio plazo, en tanto se implementaba una campaña de auscultación inclinométrica que permitiera comprobar el alcance de dicha estabilización después de finalizadas las obras de corrección ejecutadas.

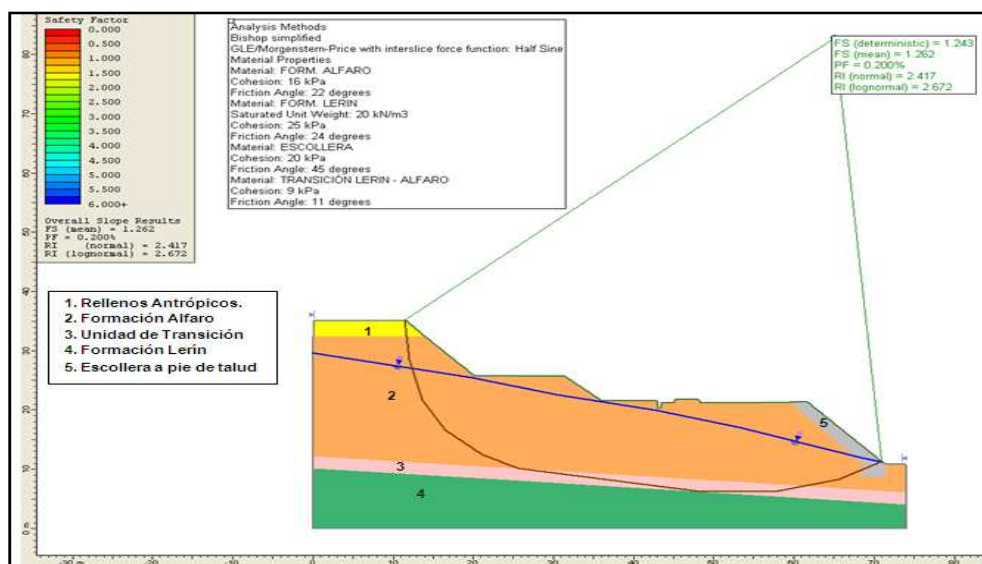


Figura 6. Análisis de estabilidad en el perfil del P.K. 4+380, tras el movimiento de tierras realizado y la escollera prevista al pie del terraplén. F.S. = 1,24. Autores: Serrano L. & Bermejo M.

7. FACTORES CONDICIONANTES Y DESENCADENANTES

Los estudios realizados han permitido identificar los principales factores que han influido de forma directa en el deslizamiento estudiado. Dichos factores se describen a continuación:

Influencia del agua. El nivel freático se sitúa a unos 10,0 m de profundidad bajo la plataforma ferroviaria, coincidiendo con el nivel de base del río Alhama y muy influenciado por sus crecidas. En las medidas realizadas en diciembre de 2015 en unos taladros de inyección situados en coronación del desmonte izquierdo, se encontraba a unos 11,0 m de profundidad. El desnivel medido entre ambos puntos es de unos 14,0 metros de altura.

En periodos de fuerte precipitación se produce un flujo subterráneo transversal al desmonte en dirección al cauce del río Alhama. En estos periodos puede producirse la saturación del terreno, e incluso un aumento de la presión intersticial en los niveles arcillosos. Ello supone un aumento del peso y una disminución de las propiedades resistentes que favorecen la inestabilidad. Las grietas de tracción situadas en la cabecera del deslizamiento y el esponjamiento producido en los materiales debido a su movimiento, favorecen la infiltración del agua y el flujo a lo largo de la superficie de deslizamiento, disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante. La existencia del material antrópico en la coronación del talud, de bastante espesor (2,0 m), también favorece la infiltración.

Condiciones geomorfológicas. La ladera natural al pie del cauce del río Alhama presenta inclinación elevada (superior a unos 50°), lo que unido a la propia acción del río Alhama, incrementada en la zona de influencia del meandro, ocasiona erosión e inestabilidad al pie de la ladera natural modificando las masas de tierra en el pie del deslizamiento.

Características geotécnicas. Los materiales de las formaciones Alfaro, Transición y Lerín, se considera que presentan un comportamiento isótropo a nivel general. Este tipo de suelos son susceptibles de generar roturas de tipo circular (tipo suelo) o circular-traslacional en el caso de que encuentren una superficie o plano de discontinuidad que controle el movimiento en una parte del deslizamiento. La existencia de un nivel de transición con características geomecánicas inferiores a las de la formación Alfaro (según los datos procedentes de los sondeos), puede representar este plano de discontinuidad. Las capas margosas de los materiales de la formación Lerín, considerado el sustrato estable con un ángulo de buzamiento de unos 5° hacia el NE, suponen el límite inferior del deslizamiento y el contacto con el plano de componente traslacional. Los niveles superficiales de esta formación (Lerín), en contacto con el nivel de transición, pueden verse afectados también por el deslizamiento.

Factores antrópicos. La modificación, por causas antrópicas, de las condiciones hidrogeológicas naturales del terreno y la disposición de sobrecargas en la cabecera del talud son factores que intervienen en el equilibrio de masas y modifican las condiciones de estabilidad. Las inyecciones de la empresa I.E.P. Geotermia en cabecera del deslizamiento,

para intentar estabilizar el terreno de cimentación de su nave industrial, pueden estar provocando un cierto "efecto barrera" de las aguas que genera una sobre-elevación del nivel freático y una modificación del flujo subterráneo.

8. AUSCULTACIÓN POSTCONSTRUCTIVA

Conscientes de que era necesario comprobar si el deslizamiento se había estabilizado totalmente después de finalizadas las obras de corrección, técnicos de la Jefatura de Área de Laboratorio han realizado cuatro mediciones inclinométricas (tres en el año 2016 y una en marzo de 2017) en los dos sondeos existentes en el desmonte, los días 21/03/16, 28/09/16, 20/12/16 y 23/03/17. Ello ha permitido obtener las siguientes conclusiones (figura 7).

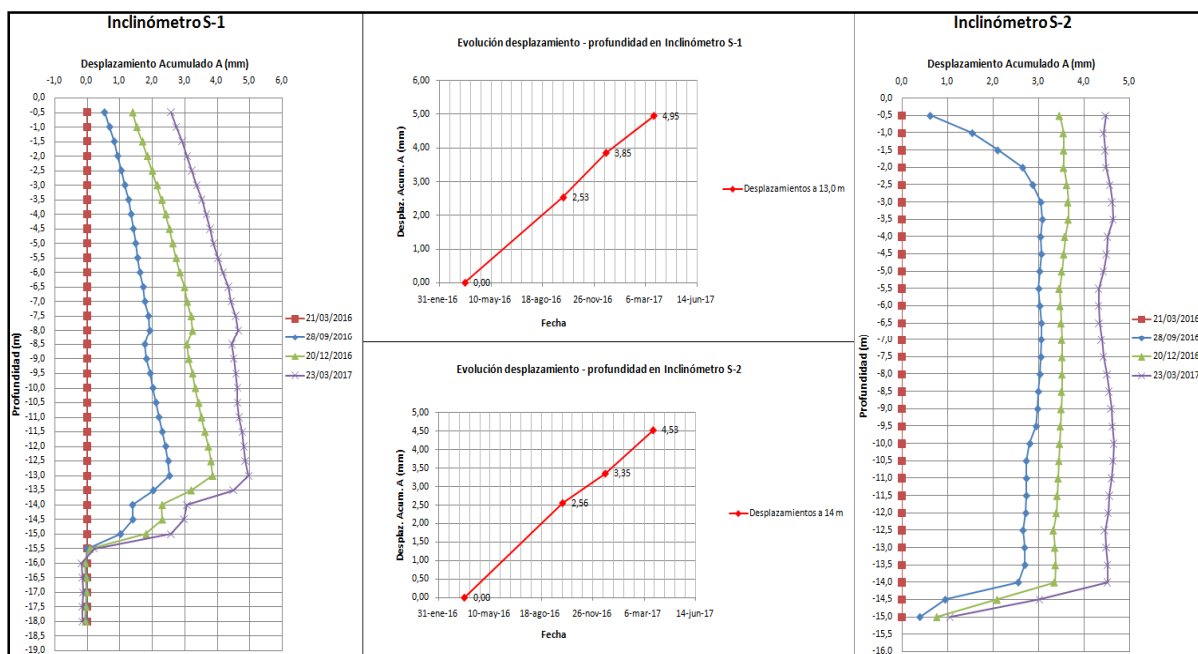


Figura 7. Últimas lecturas inclinométricas. S-1 (izquierda) y S-2 (derecha). Autores: Serrano L. & Bermejo M.

- ✓ La comparación entre las lecturas inclinométricas en ambos sondeos pone de manifiesto que en la actualidad el deslizamiento no está completamente estabilizado.
- ✓ Durante los doce meses transcurridos entre las cuatro lecturas realizadas se constata que se ha producido un lento desplazamiento (apenas 5 mm), hacia el cauce del río Alhama a pesar de las obras de corrección ejecutadas en el año 2015.
- ✓ La comparación entre estas lecturas y las del año 2015 indica que este desplazamiento se está produciendo a similares profundidades, lo que confirma que se trata de la misma superficie a favor de la que se produjo el deslizamiento de finales del año 2014. Sin embargo, su velocidad de desplazamiento es mucho más baja (unas 12 veces más lenta).

Se considera que las obras de estabilización ejecutadas han ralentizado la velocidad de desplazamiento del deslizamiento hasta hacerla compatible con la explotación ferroviaria de la línea, sin necesidad de aplicación de ninguna medida de corrección adicional por el momento. No obstante, se requiere continuar la auscultación inclinométrica del deslizamiento para evaluar la evolución de la inestabilidad detectada a medio y largo plazo e implementar las medidas correctoras que correspondan en función de los resultados obtenidos. Cabe la posibilidad de que el deslizamiento termine de estabilizarse con el tiempo o que se reactive por factores desencadenantes externos.

9. CONCLUSIONES

En este trabajo se pone de manifiesto la importancia de realizar un adecuado estudio geológico-geotécnico de detalle, de cara a la ejecución de cualquier obra de estabilización de un deslizamiento. Con una solución constructiva técnicamente sencilla, rápida y económica (movimiento de tierras y muro de escollera en el pie) se ha conseguido ralentizar el movimiento de un deslizamiento de grandes dimensiones que estaba afectando gravemente a la infraestructura ferroviaria, hasta hacerlo compatible con la explotación ferroviaria con suficiente margen de seguridad.

Tras la ejecución de la obra de corrección, se está realizando un control de su efectividad mediante auscultación inclinométrica, que ha puesto de manifiesto que el deslizamiento no está aún completamente estabilizado. A pesar de ello, la tasa de desplazamiento actual no supone ya un riesgo para la infraestructura a corto y medio plazo, lo que permitirá implementar una solución económicamente viable mientras se controla su comportamiento.

AGRADECIMIENTOS

A los responsables del Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF), pertenecientes a la Subdirección de Infraestructura de la Dirección de Apoyo Técnico e Interoperabilidad y a la Jefatura de Mantenimiento de Irún, por su apoyo para la elaboración del estudio y la presentación de este artículo.

REFERENCIAS

Beroiz Pi C; y Sole Sedó J; Del Valle Lersundi, J; Ramírez del Pozo, J; (1975). *Mapa Geológico de España 1:50.000, hoja nº 244 (Alfaro)*. IGME, Madrid.

J. A. Vera. (2004) *Geología de España* S.G.E. e I.G.M.E. (Inst. Geol. y Minero de España).

Mº de Fomento (2009). *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*. Monografías. 2009.

Ministerio de Fomento (2006). *Guía para el Proyecto y Ejecución de Muros de Escollera en Obras de Carretera*. Serie Normativas.

HUNDIMIENTO EN EL RAMAL DE SALIDA A CORRALES DE BUELNA DE LA AUTOVÍA A-67 (CANTABRIA)

**Felipe Collazos-Arias^{*}, José Luis García de la Oliva[†], Gustavo Armijo-Palacio[‡] y
Sara Sanchez-Matellanes[†]**

^{*} Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria
Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento

[†] Laboratorio de Geotecnia

CEDEX. Ministerio de Fomento

[‡] Geocisa, Geotecnia y Cimientos, S.A.

[†] Universidad de Cantabria.

RESUMEN

El 1 de febrero de 2015 se produjo un hundimiento en la carretera A-67 de la Dirección General de Carreteras (DGC) del Ministerio de Fomento, p.k 167+600 margen derecha, ramal de salida a Los Corrales de Buelna sentido Santander. El acontecimiento se produjo en condiciones meteorológicas de lluvia intensa e ininterrumpida desde el viernes 30 de enero produciendo un socavón.

El Área de Geotecnia de la DGC solicitó al CEDEX la asistencia técnica para el estudio del hundimiento acaecido. Tras las visitas realizadas, el CEDEX propuso los trabajos de reparación que se consideraban más adecuados para reponer el ramal a unas condiciones adecuadas de seguridad. Se consideró que la patología objeto de estudio podría estar relacionada con la presencia de un manantial.

Se describen las complejas actuaciones llevadas a cabo por la DGC a través de la Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria para la estabilización del ramal.

1. INTRODUCCIÓN

Tras las intensas e ininterrumpidas lluvias ocurridas desde el viernes 30 de enero de 2015, el domingo día 1 de febrero de 2015 se produjo un hundimiento en la A-67, concretamente en el p.k. 167+600 en su margen derecha, ramal de salida a Los Corrales de Buelna sentido Santander (Ilustración 1).

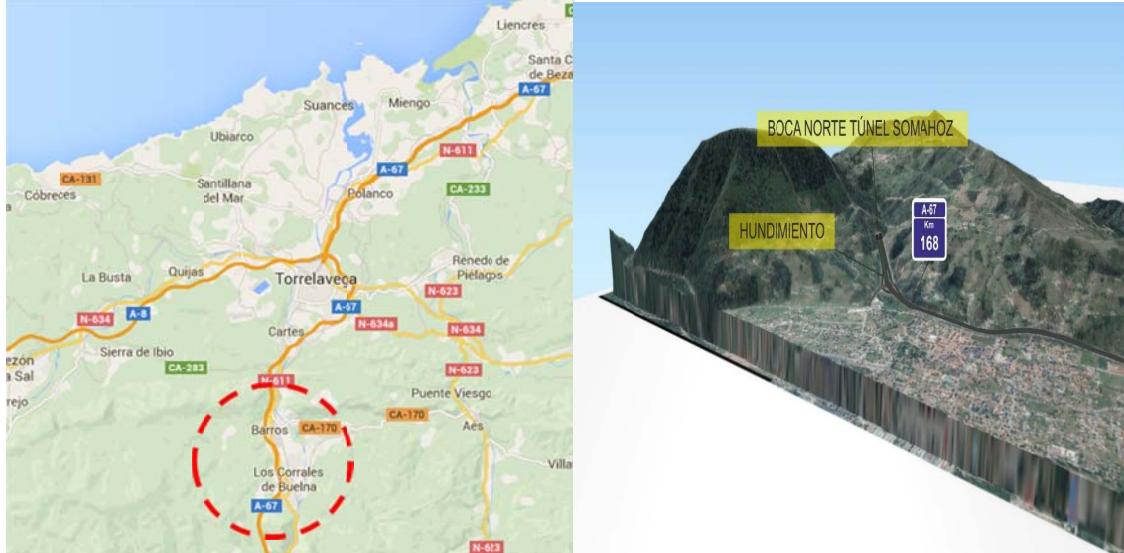


Ilustración 1. Plano de situación.

El efecto de estas lluvias fue la creación de un socavón cuya ubicación se encuentra aproximadamente en el emplazamiento de un manantial que transcurre bajo la autovía y ramal de salida. Puede verse la envergadura del socavón en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** e Ilustración 3.

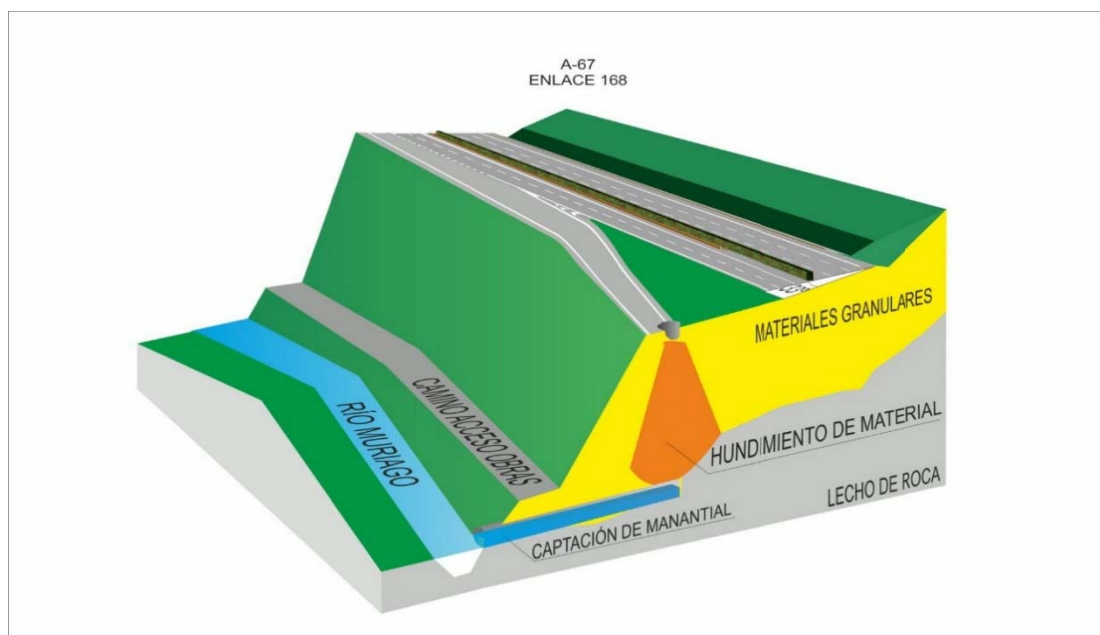


Ilustración 2. Infografía del socavón en el ramal de salida de la A-67 hacia Los Corrales de Buelna.



Ilustración 3. Detalle del socavón.

Debido a estos acontecimientos, el Área de Geotecnia de la Dirección General de Carreteras solicitó al CEDEX, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas del Ministerio de Fomento, la realización de la asistencia técnica, investigación y desarrollo tecnológico en materias competencia de la Dirección General de Carreteras (2015-2018).

2. CONDICIONANTES CLIMÁTICOS

Desde un punto de vista regional, el clima de la zona es de tipo atlántico, templado húmedo, y está condicionado en gran medida por la orografía marcadamente abrupta y por la relativa cercanía al mar, el cual ejerce un efecto amortiguador. Cabe destacar la abundancia de situaciones climáticas de tipo húmedas, las cuales se originan en las borrascas atlánticas, temporales del norte, situaciones cantábricas y tormentas.

Durante la segunda quincena de enero del 2015, unos días de abundantes precipitaciones con actividad tormentosa y bajas temperaturas tuvieron lugar, dando como consecuencia dos episodios de intensas precipitaciones. En los últimos días del mes se produjeron lluvias generalizadas por encima de 100 mm. La localidad de Villacarriedo, a 29 km aproximadamente de Los Corrales de Buelna, registró una precipitación de 356 mm. (AEMET, 2015). Enero fue un mes extraordinariamente húmedo en la zona donde tuvo lugar el socavón producido en la autovía.

3. CONDICIONANTES GEOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS

3.1. Geología

Desde el punto de vista geológico, Cantabria se sitúa en el reborde septentrional de la Placa Ibérica o Macizo Hespérico (antiguo Zócalo ibérico), lo que ha supuesto que el territorio que hoy la constituye haya conocido desde el inicio del Paleozoico etapas de gran actividad orogénica y otras de relativa tranquilidad, lo que le ha hecho permanecer alternativamente sumergido o emergido. El primer caso ha permitido la acumulación de sedimentos de origen marino (calizas principalmente) mientras que el segundo ha coincidido con etapas de desmantelamiento erosivo de la superficie que han determinado los principales rasgos del relieve de cada momento y permitido la acumulación de sedimentos de origen continental (esencialmente terrígenos) en las áreas litorales.

El conjunto cronoestratigráfico mejor representado en la región es el Mesozoico, el 77,4 % de su superficie. De ellos, el 55 % correspondiente al periodo Cretácico. Del porcentaje restante de la superficie de la región, 13,4% corresponde a la era Paleozoica y el 9% a la era Cenozoica.

La zona de estudio corresponde a la localidad de Los Corrales de Buelna que comprende los acontecimientos geológicos desde el Carbonífero hasta el Cenomaniense. Los sedimentos paleozoicos son principalmente marinos de plataforma carbonatada somera. Ligado a las deformaciones tectónicas se encuentra el registro estratigráfico post-paleozoico. Los materiales triásicos están relacionados al primer episodio extensional relacionado con el rifting que produjo la apertura del Océano Atlántico.

Durante el Jurásico se generó una cuenca muy subsidente donde se depositaron sedimentos marinos. A partir del Jurásico, la tectónica extensional desarrolló un modelo de bloques y cuencas subsidentes en los que se produjo una sedimentación continental de tipo aluvial principalmente (Instituto Geológico y Minero de España, 2009).

En la Ilustración 4 puede verse la geología de la zona objeto de estudio y donde se han ejecutado las actuaciones que se describen a lo largo de este documento.

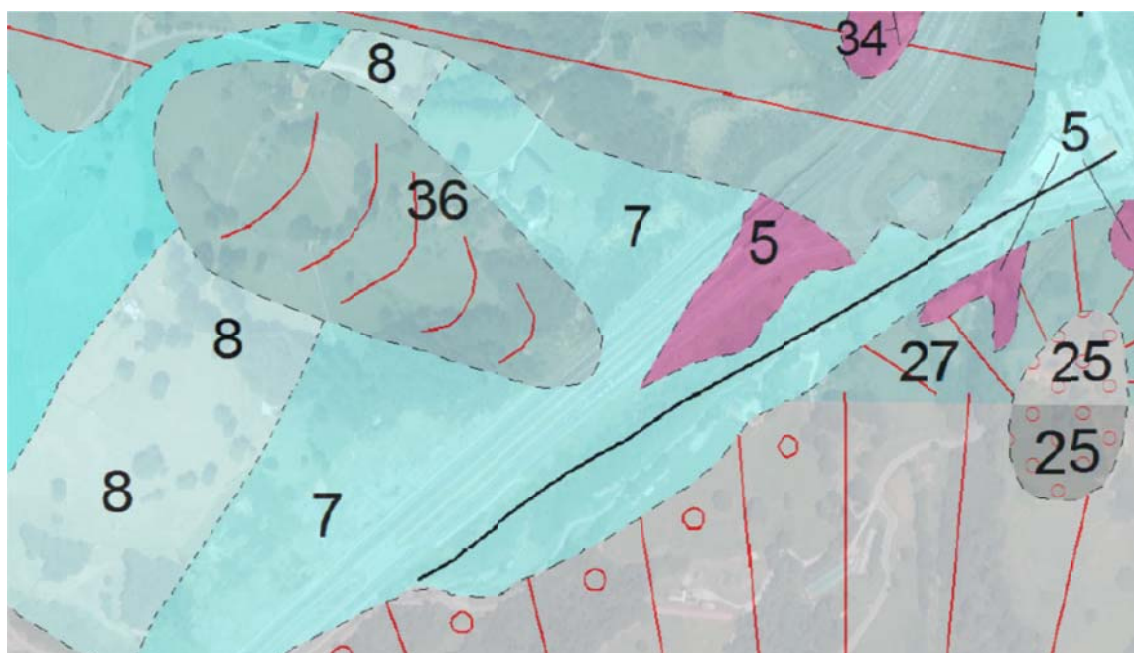


Ilustración 4. Geología de la zona de actuación. Mapa realizado con el visualizador de información geográfica del Gobierno de Cantabria (<http://mapas.cantabria.es/>).

Leyenda Ilustración 4:

- 5. Arcillas versicolores, yesos y halita (en profundidad). Facies Keuper.
- 7. Calizas micríticas grises (Fm. Sopeña).
- 8. Calizas micríticas grises y margas (Fm. Pozazal).
- 25. Gravas, cantos y bloques en matriz limo-arcillosa con bastante arena. Terrazas.
- 27. Limos, arcillas y arenas con gravas y cantos. Deslizamientos cartografiados y coluviones.
- 34. Bloques, cantos y gravas, con muy poca arena y finos. Bancos, barras.
- 36. Fangos arcillosos localmente con arenas y escasos cantos. Coladas de flujo.

————— Falla

La zona de actuación se lleva a cabo sobre una zona de calizas micríticas grises que se ve afectada por la presencia de una falla.

3.2. Hidrografía

La temperatura media anual de la zona es de 13 °C con precipitaciones medias de 1200-1300 mm/año, correspondiendo con un clima húmedo y templado (oceánico). Las máximas precipitaciones se producen en invierno y primavera. La zona de actuación se encuentra en la Cuenca Hidrográfica del Norte II donde la red hidrográfica es muy densa y heterogénea, con ríos de corto recorrido y la existencia de numerosos afluentes; siendo sus cursos normalmente perpendiculares a la costa y con gran poder erosivo.

La zona donde se han producido los daños y actuaciones se sitúan dos cauces de régimen no permanente tal y como se observa en la Ilustración 5.



Ilustración 5. Hidrografía de la zona. Mapas realizados con el visualizador de información geográfica del Gobierno de Cantabria (<http://mapas.cantabria.es/>).

3.3. Geomorfología. Procesos Activos Geomorfológicos.

La localidad de Los Corrales de Buelna se encuentra situada en la Cordillera Vasco-Cantábrica, cadena alpina situada en el borde septentrional de la Placa Ibérica, prolongación occidental de la Cordillera Pirenaica (Instituto Geológico y Minero de España, 2009).

La zona de actuación se ha realizado en una zona transformada recientemente por la actividad humana debido a la construcción de la Autovía A-67. Los procesos de ladera en esta zona son muy evidentes debido a su rapidez y la modificación relevante del paisaje. Los procesos de gravedad más frecuentes son los deslizamientos. En la Ilustración 6 pueden verse los procesos activos geomorfológicos definidos en la zona objeto de estudio.

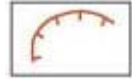


Ilustración 6. Mapa de Procesos Activos Geomorfológicos. Mapas realizados con el visualizador de información geográfica del Gobierno de Cantabria (<http://mapas.cantabria.es/>).

Leyenda Ilustración 6:



Contorno de una zona afectada por procesos de carácter deposicional.



Grado de atención moderado.
Cicatriz de despegue o cabecera de movimiento de ladera.



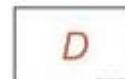
Grado de atención bajo.
Coluviones.



Terraza.



Grado de atención moderado.
Colada y flujo cartografiable.



Grado de atención moderado.
Material afectado derrubios.



Erosión. Grado de atención moderado. Erosión vertical del lecho, incisión lineal.



Erosión lateral del cauce

En la zona afectada existe una erosión vertical del lecho con incisión lineal situada en una zona afectada por procesos de carácter deposicional.

4. SOLUCIÓN INICIAL ADOPTADA.

Debido al socavón producido, las primeras actuaciones llevadas a cabo por parte del Ministerio de Fomento fueron las siguientes:

- a. Corte de tráfico del ramal.
- b. Relleno de la cavidad.

- c. Relleno de la arqueta próxima. Es una arqueta existente en la mediana de la A-67 en la que existe una cavidad de 5 cm de diámetro por la que se podría filtrar el agua. Se inutiliza dicha arqueta, rellenándola con material arcilloso.
- d. Ejecución de taladros y relleno con lechada de cemento. Se realizan perforaciones de 15,50 m de profundidad en las inmediaciones del hundimiento realizadas hasta el viernes 13 de Febrero de 2015. Se rellenaron por gravedad con una lechada rica en cemento. En todas ellas se observaron frecuentes oquedades. Así mismo se detectó una grieta en la calzada de la autovía, situada aproximadamente en la transición desmonte - terraplén. Esta grieta habría evolucionado de una forma clara en los días previos al hundimiento. Esta grieta desaparece antes de alcanzar la mediana y no se aprecia en la calzada sentido Palencia.

Estas primeras actuaciones permitieron la reapertura del ramal de salida en condiciones seguras para los usuarios.

Destacar, que la zona donde se produjo el socavón durante las obras de construcción de la A-67 en 2004, se procedió a la captación y drenaje de un manantial kárstico bajo el cuerpo del terraplén. Estas obras de drenaje están materializadas por un tubo de hormigón de 1,8 m de diámetro interior y un espesor de unos 15 cm, tramos de 2,5 m y unos 67,5 m de longitud total. La boca de salida está abrazada por unos elementos de escollera al pie del relleno del ramal. Discurre bajo el relleno del ramal de salida de forma sensiblemente esviada (formando 33° con el eje del ramal) hasta alcanzar el arroyo Muriago, donde desagua el caudal captado del manantial.

Tras estas actuaciones iniciales llevadas a cabo, se decidió contar con el CEDEX para un estudio del suceso y asesoría en relación a la adopción de unas medidas definitivas para asegurar el ramal de salida hacia Los Corrales de Buelna.

5. SOLUCIÓN DEFINITIVA EJECUTADA.

Tras las primeras actuaciones llevadas a cabo, se realizó una primera visita el 6 de Marzo de 2015 por parte de los Técnicos del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX de reconocimiento a la zona junto con el Jefe del Área de Geotecnia de la Dirección General de Carreteras. En esa visita se planteó realizar los siguientes trabajos:

- e. Ejecución de sondeos de reconocimiento equipados con tubería inclinométrica y micrométrica (**Ilustración 7**).

Inicialmente, y así se recoge en el informe emitido por el CEDEX denominado *Patologías en tres emplazamientos de la red de Carreteras del Estado en Cantabria (IP-74)*, se consideró que la patología objeto de estudio podría estar relacionada con la presencia de un manantial y algún defecto en las obras de captación y drenaje. Durante la visita de reconocimiento se

apreciaron en la superficie del talud deformaciones localizadas que podrían tener relación con los hundimientos de la tubería de desagüe.

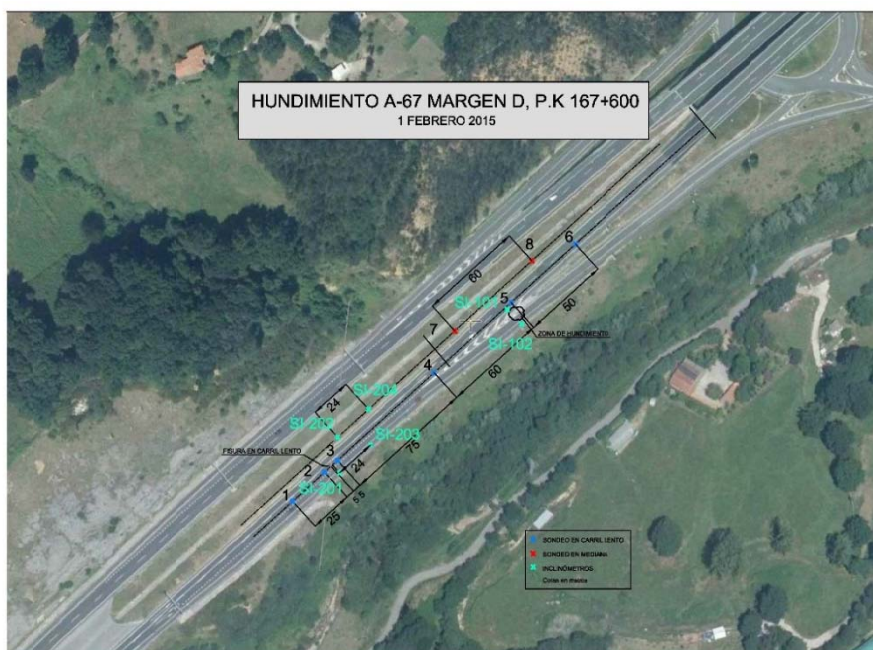


Ilustración 7. Plano de ejecución de sondeos

Se realizó una segunda visita por parte del CEDEX al emplazamiento del hundimiento para inspeccionar la tubería de drenaje existente bajo el relleno del ramal de salida (ver Ilustración 8 e Ilustración 9). El objetivo de esta segunda visita fue el estudio de los trabajos para la recuperación de la tubería de drenaje.



Ilustración 8. Estado inicial de la galería



Ilustración 9. Material sólido retenido

Se procedió a analizar todos los datos disponibles en relación a la obra de captación que se había construido junto con los datos de la inspección visual realizada. Se observó el mal

estado de la galería salida (ver Ilustración 8) y la presencia de una gran cantidad de material sólido de dimensiones considerables y aspecto de cantos rodados (ver Ilustración 9). Este material, como es lógico, no se había podido introducir por las juntas entre tubos, y procedería de la captación del manantial o de posibles zonas en las que la tubería se hubiera roto, entrando el material circundante.

Tras esta visita, se propuso realizar las siguientes actuaciones para que la zona fuese segura:

- f. Recuperación de la obra de drenaje de captación del manantial existente bajo el terraplén. Se realizó la limpieza de la tubería y la estabilización de la galería mediante cerchas metálicas y chapas Bernold (ver Ilustración 10). Además, se realizó la limpieza de la arqueta donde se habían encontrado gran cantidad de material. Se indicó que no debía continuarse con la retirada de derrubios del interior de la arqueta para limitar el riesgo de removilización de la inestabilidad. Posteriormente y una vez estabilizada la captación, se observó que no se producía más flujo de agua a través de las roturas detectadas inicialmente y de las juntas entre tubos.

Por ello, se planteó y realizó para la estabilización del frente de la arqueta y como medida para mantener su función de drenaje, rellenar la arqueta con material granular grueso limpio (tamaño superior a 4 cm). El relleno se prolongaría hasta 1,5 a 2 m dentro de la tubería. En el interior de este relleno se dispusieron tubos de drenaje de unos 15cm de diámetro, ranurados en toda su longitud y protegidos con un filtro geotextil (ver Ilustración 11). Como confinamiento del relleno granular se planteó hacer un muro de hormigón en el tubo hasta media altura de éste. En el muro se dejarían pasantes los tubos de drenaje protegidos con filtro geotextil y se dispondrían mechinales también protegidos con filtro geotextil en el paramento interior del muro.



Ilustración 10. Galería estabilizada

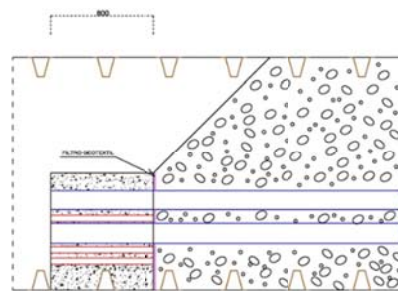
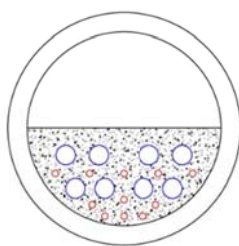


Ilustración 11. Solución adoptada en el interior de la captación

- g. Tratamiento del cuerpo del terraplén mediante inyecciones. Se propuso realizar un tratamiento de inyecciones de mortero o lechada de cemento de alta viscosidad e inyecciones de fracturación hidráulica por el procedimiento IRS (Inyección Repetitiva y Selectiva). Estas inyecciones están destinadas a regenerar las características resistentes del terraplén en la zona afectada por la chimenea origen del hundimiento.

Se propuso realizar las inyecciones según 5 alineaciones (A, B, C, D y E en la **Ilustración 12** y la **Ilustración 13**) separadas 1,5 m con una separación entre taladros correspondiente a 1 taladro cada 4 m² (1 taladro cada 2,6 m en cada alineación). Se definieron dos zonas a inyectar, la primera, sobre la vertical de la galería, en la que se planteó realizar los taladros hasta 2 m sobre la clave de ésta (taladros representados en color azul en la planta de la **Ilustración 12**), y la segunda llegando hasta el contacto del terraplén con el terreno natural (taladros representados en color rojo). En la zona anterior a la galería (a la izquierda de ella en la **Ilustración 12**) la distribución definida se referiría al contacto terraplén - terreno natural. Se planteó realizar inyecciones en retirada (inyectando el material de abajo - arriba) de mortero en las alineaciones A, C, E y G. Posteriormente, en función de los resultados de las inyecciones anteriores, 1.241 m³, se realizaron inyecciones de fracturación hidráulica con tubo manguito por el procedimiento IRS en las alineaciones B, D y F (en total 160 m³).

- h. Asimismo, para proteger la galería se realizó un gunitado que impida la oxidación y degradación de los elementos de contención dispuestos

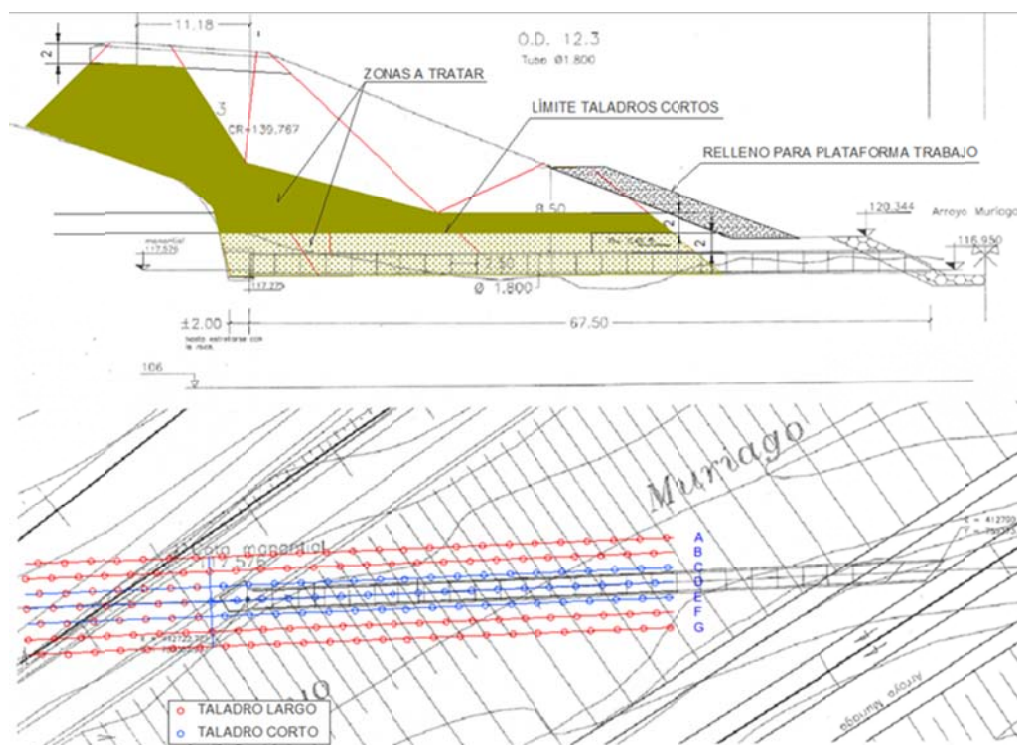


Ilustración 12. Tratamiento de inyección

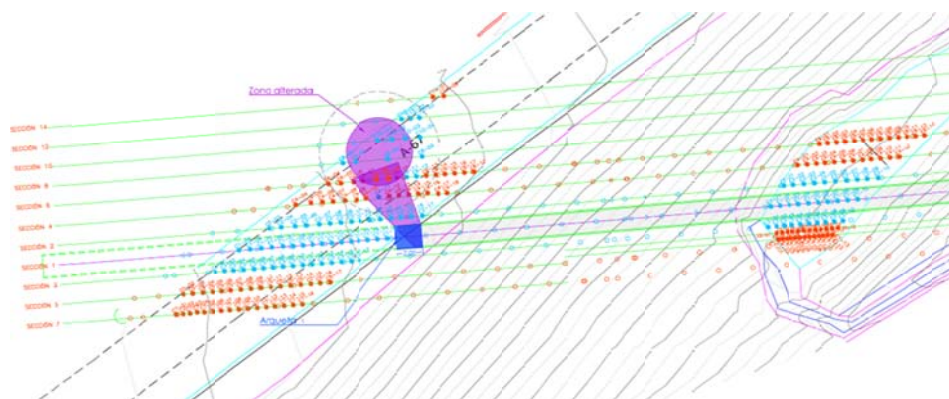


Ilustración 13. Plano. Vista en planta de las zonas de actuación y zona alterada en el ramal de salida de la A-67.



Ilustración 14. Ejecución de inyecciones en plataforma del ramal



Ilustración 15. Ejecución de inyecciones en plataforma inferior

Atendiendo al tipo de vertido provocado por las obras, se diseñó un sistema de tratamiento con el fin de depurarlo de forma que las aguas resultantes fueran aptas para su vertido a cauce público, arroyo Muriago. Las aguas procedentes de las obras se condujeron por gravedad a una arqueta desde donde serían bombeadas a la balsa de recogida general de vertido. De allí se enviaban hacia la estación depuradora mediante un bombeo de cabecera (Ilustración 16).



Ilustración 16. Arqueta y estación de depuradora de las aguas del vertido.

El proceso depurativo constaba de las siguientes fases: tratamiento físico-químico, decantación y ajuste de pH, cada una de las fases se realizaba en una parte concreta de la depuradora. La planta de tratamiento de aguas residuales industriales, se diseñó para operar totalmente en automático, de forma que trabajase lo más autónomamente posible, sin requerir la intervención de un operador más que para realizar un mantenimiento periódico. La estación depuradora generó un volumen importante de fangos que se enviaron a un vertedero autorizado.

6. CONCLUSIONES.

La aparición del socavón tras un periodo de intensas lluvias dio lugar a una rápida actuación por parte de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento para reestablecer el tráfico en condiciones seguras.

Tras la consulta realizada al CEDEX, se detectó que el deterioro de una captación de un manantial que transcurre bajo la Autovía y ramal de salida de la A-67, guardaba relación directa con los acontecimientos que tuvieron lugar el 1 de febrero de 2015. Se dio prioridad a la restauración de dicha canalización y estabilización del terraplén, lo que dio lugar a una compleja actuación en aras a lograr la estabilización de la plataforma.

AGRADECIMIENTOS.

Este trabajo no hubiera podido llevar a cabo sin la participación de los técnicos de la Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria, del Área de Geotecnia de la DGC, del CEDEX, así como de las empresas UTE CONSERVACIÓN A-67 CANTABRIA y GEOCISA GEOTECNICA Y CIMIENTOS, S.A.

REFERENCIAS

- AEMET (Agencia Estatal de Meteorología) 2015. Enero muy frío y extremadamente húmedo. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. Delegación Territorial en Cantabria. *Avance del Boletín Climatológico Mensual*. Enero.
- CEDEX (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas), 2015. Informe Técnico para Ministerio de Fomento. Realización de Asistencia Técnica, Investigación y Desarrollo Tecnológico en materias de competencia de la Dirección General de Carreteras (2015-2018). Ficha Nº 1: Asistencia en materia Geotécnica a la Dirección General de Carreteras. Análisis del hundimiento en el ramal de salida a Corrales de Buelna de la Autovía A-67 (Cantabria). Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. Ministerio de Fomento. Gobierno de España. Tomo Único. Madrid. Septiembre.
- Instituto Geológico y Minero de España, 2009. Mapa Geológico de Cantabria E: 1:25.000. Memoria. Hoja de Los Corrales de Buelna Nº 58-I. Gobierno de Cantabria. Diciembre.

INESTABILIDAD EN PORCILES (ASTURIAS) Y MEDIDAS DE REPARACIÓN

JAVIER URIARTE ¹, JOSÉ. M^a ZAMORA ¹, CARLOS OTEO ² y PEDRO SOLA ³

¹ Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias

² Catedrático de Ing. del Terreno

³ I.I.T., S. L.

RESUMEN

En la presente comunicación se describe la inestabilidad y las actuaciones para su estabilización y reparación de un talud de desmonte de la carretera Salas-La Espina (PK 460+300), próximo a edificaciones de la población de Porciles. La masa inestable, durante unas lluvias, se deslizó ladera abajo y cubrió parte de la calzada, dejando un escarpe superior de 7-9 m de altura. Para proteger dichas casas y estabilizar el talud se ejecutaron: a) Una pantalla de micropilotes con tres niveles de anclajes. b) Una zanja drenante por encima de esa pantalla. c) Se sustituyó la masa deslizada por material drenante en su parte inferior y terraplén con geomalla tridimensional. d) Se reforzó el pie de la ladera con muro de escollera. En la comunicación, además de la descripción de estas medidas, se incluyen los resultados de la instrumentación instalada en el entorno de la inestabilidad.

1. INTRODUCCIÓN

Después de varios días de lluvias torrenciales, a finales de febrero de 2016, se inició un deslizamiento del talud de margen derecha de la carretera N-634, a la altura de PORCILES en el tramo Salas-La Espina (futura A-63). Este deslizamiento que aumentaba de forma remontante podría, en ese momento, llegar a afectar a las casas existentes por encima del mismo, pertenecientes a la población de Porciles, ya que se encontraban a menos de 25 m del último escarpe producido en los primeros días de marzo siguiente. El terreno fue moviéndose hacia la carretera – en parte en forma de colada de barro – hasta cubrir la misma, afectando primero al camino de acceso a Porciles (que descendió unos 7-8 m en la zona del deslizamiento) y a una berma intermedia existente en el talud, y finalmente quedando su

escarpe a unos 8 – 12 m por encima de este último camino (Ver Fig. 1).



Fig. 1. Vista frontal del deslizamiento

En visita efectuada al entorno del deslizamiento (16/3/2016) se pudo comprobar lo siguiente:

- La situación se había ido agravando y desde finales de febrero, se habían producido movimientos adicionales importantes: a) Restos del hormigón del pavimento y cuneta de la berma intermedia se hallaban en la masa del deslizamiento sobre la calzada. b) El salto en la cabeza había aumentado algún metro hasta 7-9 m.
- En la superficie frontal de este último se observó una especie de discontinuidad (a unos 3 m de profundidad) por lo que había salido agua, aunque las aportaciones habían cesado en marzo.
- El lado derecho de la superficie del deslizamiento (visto desde la ladera opuesta) estaba formado por un “liso” (o “espejo de falla”) que hubo de tener una influencia importante en el movimiento de la masa deslizada. Un poco más a la derecha se observaba el comienzo de una inestabilidad (“argayo”), más pequeña.
- El primer sondeo mecánico realizado permitió calificar al terreno movido como constituido por roca (pizarra) muy alterada (grado IV-V) y fracturada, con un aspecto más de suelo que de roca. A unos 8 m de profundidad (el sondeo estaba por encima de la cabecera del deslizamiento) apareció alguna capa más arcillosa húmeda y blanda, que tendía a cerrar el taladro y podía ser la que “proporcionó” la superficie de deslizamiento. Otras perforaciones complementarias, indicaron la presencia de zonas más duras a los 20 m de profundidad, aunque a la derecha del deslizamiento los primeros 8 m estaban más blandos.

Ante la situación existente, se comenzaron a ejecutar las siguientes actuaciones iniciales, reflejadas en la Fig. 2 donde se esquematiza el corte longitudinal del deslizamiento:

- Situarse, a unos 7-8 m del borde superior del deslizamiento, una barrera de micropilotes (de \varnothing 200 mm de perforación, armados con tubo metálico de \varnothing 139 mm y espesor 8 mm, de 20 m de longitud y con dos micropilotes por metro lineal), a fin de proteger las viviendas existentes más arriba de la ladera (Fig. 2).
- Captar y reconducir el agua que venía de los edificios hacia la zona del deslizamiento, a través de una zanja, para que esta agua no siguiese afectando al mismo. Se trataba de una zanja drenante, de 3 m de profundidad y tipo dren francés, paralela a la pantalla de micropilotes y con salida del agua a las cunetas del camino a Porciles (Fig. 2).
- Realizar trabajos topográficos para tener información adecuada para el diseño final de arreglo del deslizamiento.



Fig. 2. Planta del deslizamiento y situación de pantalla de micropilotes (superior) y zanja drenante

- Realizar sondeos mecánicos adicionales, con instalación de inclinómetros, para investigar el terreno y controlar movimientos, aguas arriba del deslizamiento y en su parte baja. También colocar referencias topográficas en la viga de coronación de la pantalla de micropilotes, a fin de seguir sus desplazamientos al excavar la masa deslizada (Fig. 2).
- Realizar perfiles geofísicos, de tipo tomografía eléctrica y transversales al deslizamiento, para situar contactos entre zonas más y menos húmedas, así como la superficie y bordes laterales del deslizamiento (Fig. 3).

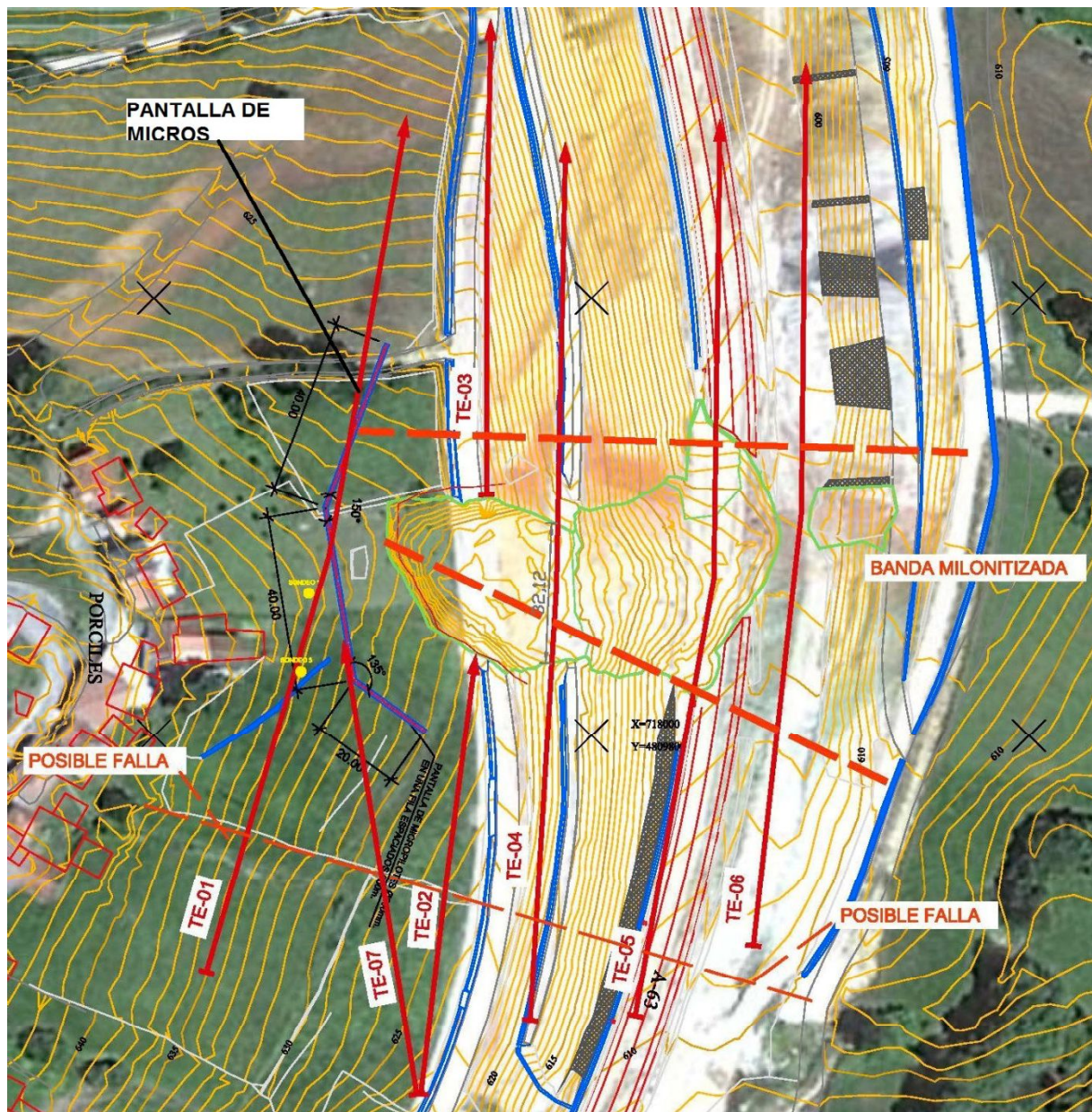


Fig. 3. Planta de interpretación geológica, según la tomografía eléctrica realizada

La idea era que la pantalla de micropilotes, además de proteger los edificios, sirviera para poder ir excavando en su intradós, en fases descendentes, y eliminando la zona movida. Para ello esa pantalla debía llevar tres niveles de anclajes provisionales, y posteriormente a su realización, se procedería a excavar, retaluzando el talud actual, disponiendo una serie de elementos de drenaje en la base de la zona excavada (costillas drenantes, pedraplén, etc.), y rehaciendo la topografía superficial a una situación similar a la existente antes del deslizamiento, con terraplén del mejor material excavado, protegido con geomalla tridimensional frente a la erosión superficial (Fig. 4).

Todos estos trabajos fueron ejecutados con los adecuados procedimientos de ejecución, y plan de obra por fases, así como seguidos técnicamente con los pertinentes controles de calidad y de los movimientos registrados.

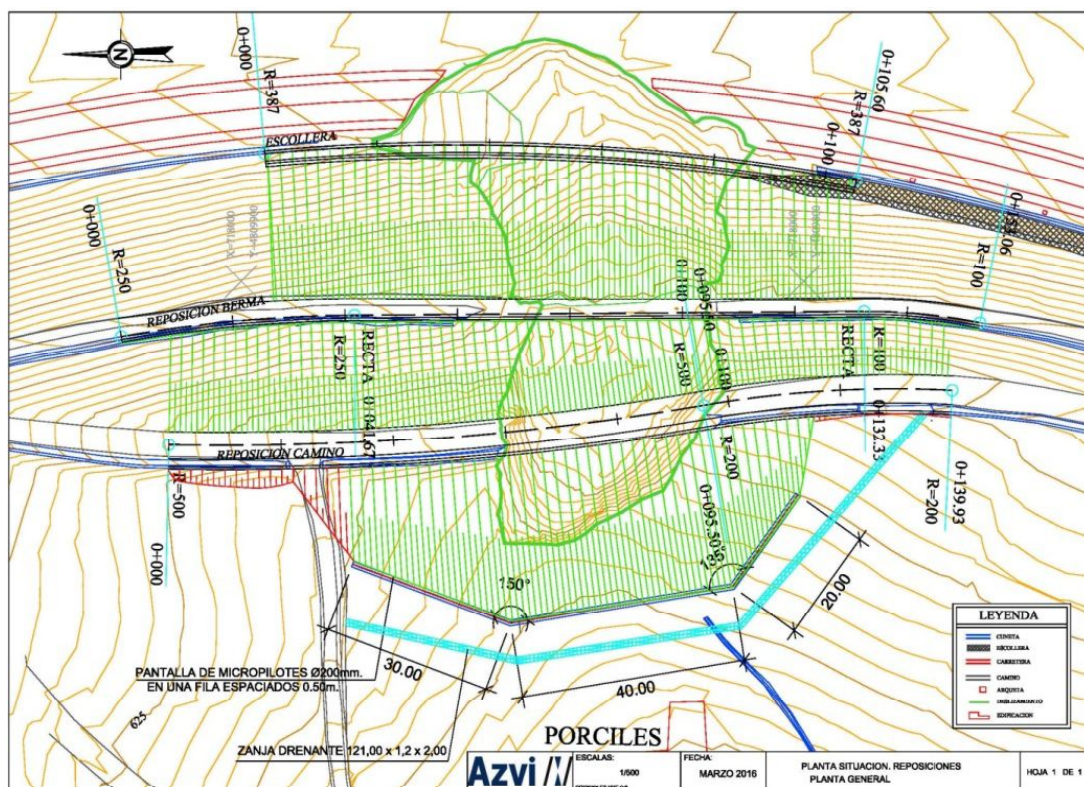


Fig. 4. Planta con el deslizamiento y la sustitución finalmente realizada

2. MORFOLOGÍA DE LA INESTABILIDAD

Como se aprecia en la Fig. 4, el deslizamiento en cuestión tiene forma “trapezoidal”, en planta, con unos 30 m de ancho en su parte superior y unos 70 m en la traza de la antigua cuneta lateral de la calzada derecha, que quedó totalmente cubierta por el derrumbe. Su escarpe en cabeza presentaba una altura de 7 a 9 m.

El lateral derecho (lado Oviedo) de la parte superior deslizada está conformado por un plano a favor de una discontinuidad del macizo rocoso, mientras que el escarpe de cabecera está en un recubrimiento de suelos coluviales y residuales, el cual descansa sobre pizarras arcillosas muy meteorizadas (grado V). También puede verse una discontinuidad en el lado de La Espina. No se detectó un nivel freático general dentro de la zona deslizada. No obstante, había agua acumulada en el fondo más profundo de la cabecera, a unos 10 m, y existían rezumes y humedades en la superficie expuesta del escarpe, a favor del contacto del coluvión superficial con el macizo rocoso alterado, así como en algunas discontinuidades de este último, casi hechas desaparecer por el elevado grado de alteración. En los sondeos realizados para el proyecto de construcción de la futura A-63, el nivel del agua estaba a 7-10 m de profundidad, por encima de la rasante de la plataforma excavada para la calzada.

En el lateral lado Oviedo, se observó la presencia de grietas superficiales que parecían ser síntomas de inestabilidades locales, precursoras de un aumento de la masa deslizada hacia ese lateral.

No se advirtió ningún indicio sobre que la superficie de rotura pasara bajo la calzada de la carretera. Todo pareció indicar, y fue corroborado por las medidas inclinométricas en la calzada, que esa superficie salía por la parte inferior del talud antiguo, hacia unos 3-6 m sobre su pie, sin afectar al muro de escollera existente en el lado La Espina (borde sur) del pie del deslizamiento, tal como se indica en el esquema de la Fig. 1.

En el sustrato rocoso se alternan niveles de cuarcitas con niveles de pizarras negras muy meteorizadas y fracturadas (grado III). Los espesores de suelos residuales (grado V) varían entre 2 y 4 m, con gran proporción arcillosa. Los suelos coluviales con gravas y arenas, ganaban espesor hacia el sur hasta unos 4 m.

La tomografía eléctrica realizada, detectó una franja de terreno compuesta por clastos y pizarras, englobadas por arcillas arenosas y limitada por dos fallas con buzamiento aparente sur, separadas unos 27 y 60 m en la cabecera y pie del deslizamiento, respectivamente (Fig. 3). Los sondeos mecánicos realizados están reflejados en la Fig. 2, en ellos se instaló tubería inclinométrica para controlar movimientos horizontales (I-1 a I-4). Como complemento se instalaron las referencias topográficas previstas (Fig. 2) en la viga de coronación de la pantalla de micropilotes.

Los sondeos se perforaron con recuperación continua de testigo y con ensayos SPT cada 2 m y toma de muestras inalteradas y representativas. Su longitud varió entre 15 y 35 m, según su situación. Los hitos topográficos llegaron a registrar desplazamientos de 6-7 cm/día a finales de febrero y principios de marzo de 2016 (época todavía de lluvias), cuando el escarpe superior comenzaba a afectar al camino de servicio a Porciles.

3. ACTUACIONES Y SU COMPORTAMIENTO FUTURO

Como se ha indicado se dio preferencia a la ejecución de la zanja drenante superior, al desvío del agua superficial cerca de las casas y a la ejecución de la pantalla de micropilotes (Fig. 4). Pero, al mismo tiempo, se inició un análisis retrospectivo de lo sucedido, con las siguientes hipótesis para su análisis en equilibrio límite hasta obtener un factor de seguridad igual a 1 con la superficie de deslizamiento similar a la reflejada en la Fig. 1:

- La masa deslizada se consideró como un suelo con estructura homogénea e isotrópica.
- El comportamiento resistente corresponde a un modelo Mohr-Coulomb, con una densidad quasi-saturada de 19 kN/m^3 y sumergida de 10 kN/m^3 .
- Grieta de tracción en la parte superior del talud, con 5-7,5 m de profundidad. Puede corresponder a un origen tectónico o a las tracciones de la coronación del talud del escarpe anterior situado en el camino de acceso a Porciles.
- Se consideró: a) Una cohesión efectiva nula y un rozamiento interno de 32° (presencia de clastos). b) Una cohesión de 20 kPa y un rozamiento de 32° (comportamiento del terreno antes de transformarse en un flujo de barro con el agua de lluvia).
- El coeficiente de presión intersticial (r_u) se tomó de 0,5 a 0,55 hasta quedar igual a 0,52. (Para las inestabilidades durante la construcción se tomó un valor de 0,42).

El factor de seguridad resultante de 0,9, inferior a 1, para una superficie de deslizamiento en la zona baja del talud con cabecera en el camino de acceso a Porciles y sin grieta de tracción (Fig. 5), explica el deslizamiento remontante observado hasta fallar la zona superior, todo ello facilitado por la influencia de una falla (transversal a las detectadas con geofísica), que hizo que el escarpe fuera tan grande como el observado. Esto se confirmó observando problemas incipientes en otros desmontes próximos, y las roturas habidas durante la construcción en el mismo talud hacia La Espina. En la Fig. 5 puede verse la superficie de rotura resultante similar a la supuesta inicialmente (Fig. 1).

Con estos resultados ya pudo abordarse el diseño de detalle de las actuaciones recomendadas: La pantalla de micropilotes, con tres filas de anclajes, puede verse en la Fig. 6 y un detalle en la Fig. 7. La remoción del terreno del deslizamiento y su sustitución por material drenante (costillas drenantes y pedraplén) y un terraplén compactado del mejor material excavado, puede verse en la sección de la Fig. 8 (correspondiente al centro del deslizamiento).

Con estas hipótesis y suponiendo que el pedraplén de base tendría una densidad saturada de 21 kN/m^3 , una cohesión de 10 kPa y un rozamiento de 38° (se le exigía un % de finos inferior al 5% y un coeficiente de uniformidad de 10), y que estos parámetros tienen valores de 19 kN/m^3 , 20 kPa y 32° , respectivamente, en el terraplén superior, el factor de seguridad

resulta de 1,50 y 1,60 para el camino de acceso a Porciles con su cota inicial, o con la más baja finalmente adoptada. Para el cálculo de la pantalla de micropilotes se utilizó el código CYPE, considerando que la excavación se hacía cada 2'5 m, introduciendo, tras cada fase de excavación, una fila de anclajes. En estos últimos se hicieron las pruebas de aceptación habituales (Fig. 9).

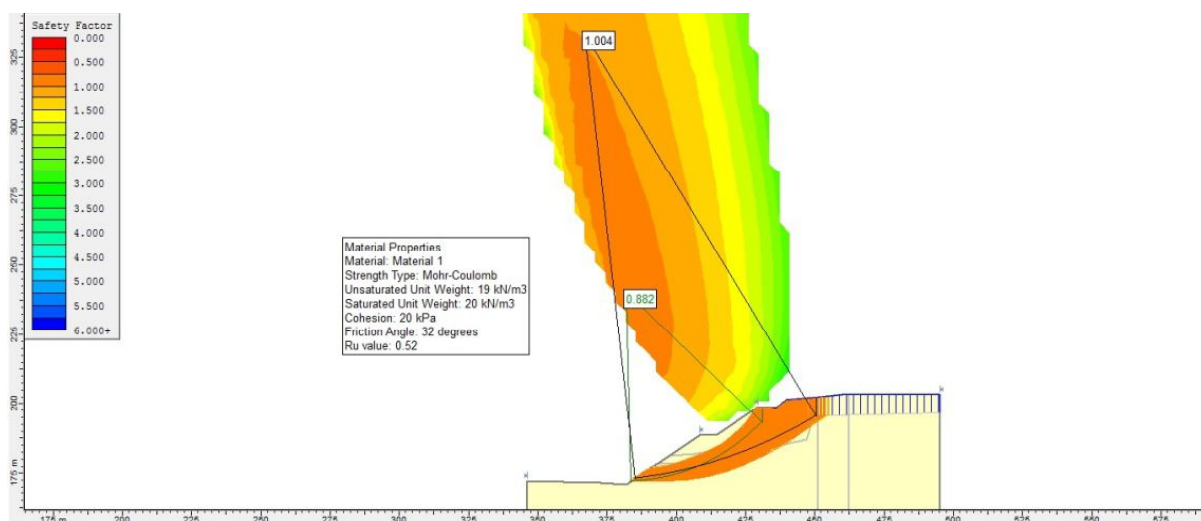


Fig. 5. Superficies de rotura deducidas (análisis retrospectivo)

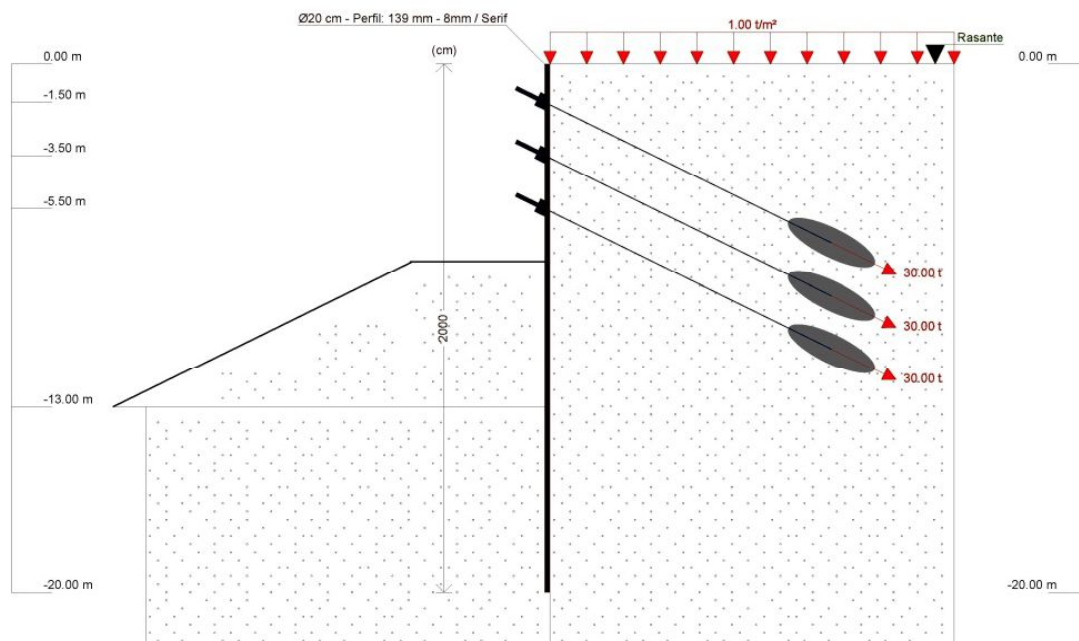


Fig. 6. Esquema de la pantalla de micropilotes con tres niveles de anclaje y máxima excavación

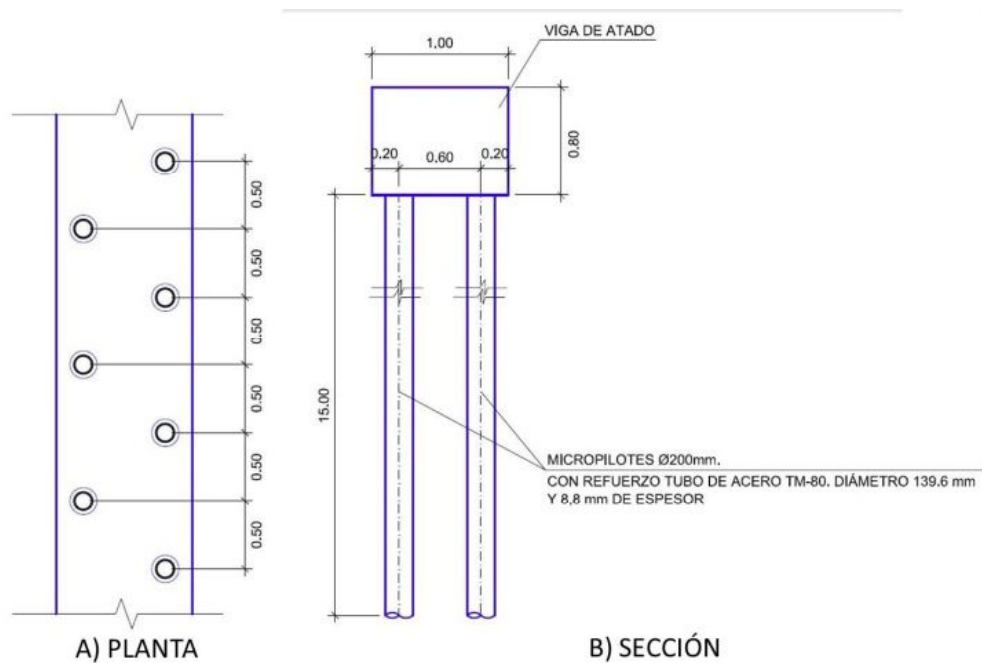


Fig. 7. Detalle de pantalla de micropilotes

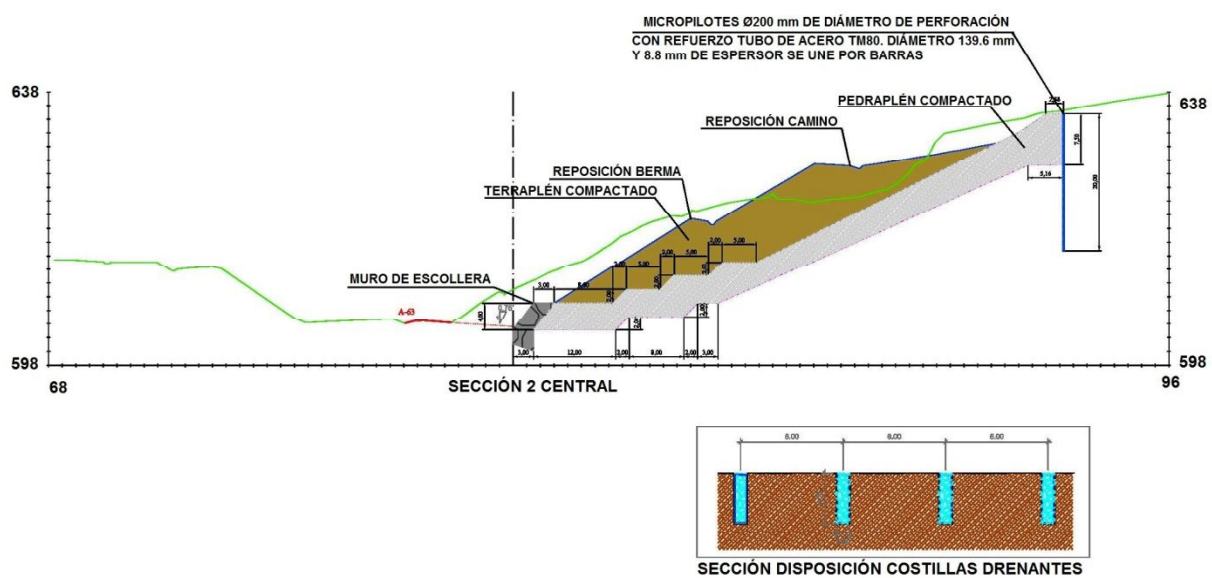


Fig. 8. Sección del desmonte por el deslizamiento

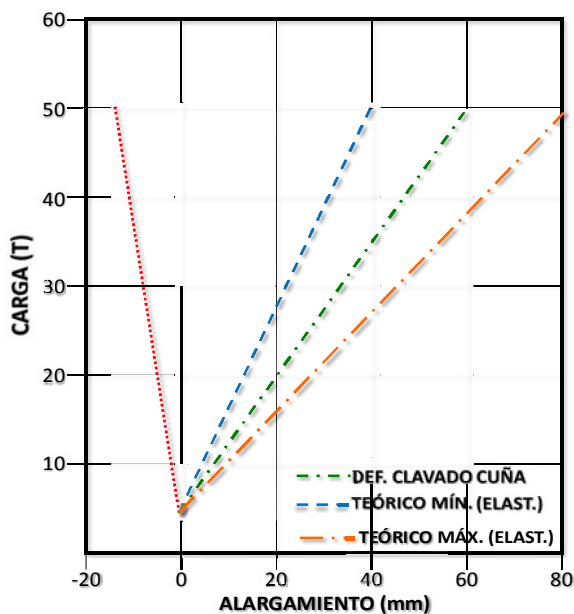


Fig. 9. Ensayo de aceptación de un anclaje

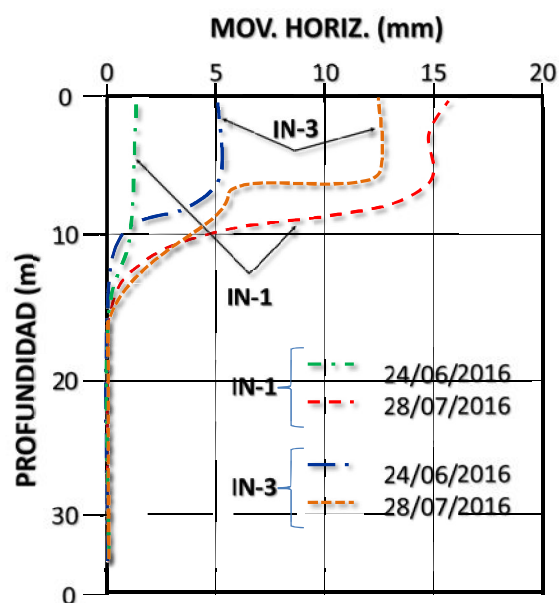


Fig. 10. Desplazamientos medidos en inclinómetros

4. MOVIMIENTOS REGISTRADOS

A mediados de marzo de 2016 se inició la perforación de los sondeos mecánicos en que se instalaron los inclinómetros. Como se aprecia en la Fig. 2, los inclinómetros I1 a I3 son los que dan información sobre el comportamiento deformacional de la pantalla y de la influencia sobre los edificios próximos.

En estos inclinómetros la lectura inicial fue el 18/3/2016. A partir de este momento, el movimiento de los inclinómetros se controlaba cada 10 a 25 días, según el ritmo de las fases de la excavación de la masa deslizada y su sustitución por el relleno.

En la Fig. 10 se han representado los desplazamientos horizontales medidos en los inclinómetros I1 e I3, los que más se movieron. En ellos pudo observarse:

- En el I1 hasta el 24/06 no se aprecian movimientos (del orden de 1-2 mm, que están dentro del error de medida). A partir del 9/07 se midió un desplazamiento claro de la parte superior del terreno (a unos 7,5 m, o sea un poco por debajo de lo excavado en el intradós de la pantalla), alcanzándose 15 mm en cabeza, que se conserva desde esa fecha hasta el 28/7, permaneciendo estable desde entonces.
- En el I3 el desplazamiento ya era de 5 mm en cabeza el 24/6, y a partir de esa fecha aumenta claramente, estabilizándose en 13 mm en cabeza, a partir de finales de julio de 2016.

Los desplazamientos horizontales máximos, medidos en la viga de coronación de la pantalla de micropilotes con la excavación de su intradós, fueron de 2'4 a 4'3 cm, aumentando desde el lado Oviedo al lado La Espina, lo que equivale al 0,3 a 0,5 % de la altura máxima excavada.

Estos movimientos permanecieron estabilizados el resto de la obra, y se debieron a la excavación del intradós de la pantalla de micropilotes y a la entrada en carga de los anclajes. Fueron admisibles, ya que los edificios están a unos 25 m de la pantalla, y no sufrieron ningún tipo de daño.

5. MEDIDAS CONTRA LA EROSIÓN SUPERFICIAL

La parte más superficial del relleno de sustitución de la masa deslizada se ejecutó con terraplén compactado con pendiente 1V:2,5H y una altura inferior a 14 m (Fig. 8). En el suelo limo-arcilloso de ese terraplén se observó, durante el inicio del mes de septiembre, la aparición de regueros de erosión por la lluvia.

De acuerdo con la experiencia, las medidas para evitar la erosión superficial han de permitir y mantener una cobertura vegetal duradera y con extensión suficiente sobre esos suelos limo-arcillosos. Sin embargo, la combinación de la elevada pendiente del talud con las condiciones bioclimáticas de su emplazamiento con lluvias frecuentes, dando lugar a escorrentía importante, supone una gran dificultad para el arraigo de las nuevas plantaciones sobre la superficie impermeable de esos suelos.

Todo ello implicó la necesidad de formar un soporte para el arraigo de la vegetación, con un espesor mínimo suficiente, que estuviese dotado de estabilidad a corto plazo hasta alcanzar su permanencia con desarrollo suficiente para cumplir su función antierosión. Por ello se procedió a:

- Proporcionar una capa de tierras de aportación (o material de proyección de sustrato vegetal equivalente) con un espesor superior a 25 mm, siendo recomendable alcanzar 40 mm.
- Para que esta aportación permaneciese hasta el desarrollo de la vegetación estabilizadora a largo plazo, instalar un soporte constituido por una geomalla tridimensional con un espesor de 20 a 25 mm y convenientemente anclada en coronación a 5 m del borde del terraplén. Esta geomalla debía tener resistencia a tracción superior a 20 kN/m, y capacidad para soportar el peso del material aportado con pendiente del talud del 40%, con coeficiente de seguridad mínimo de 1,3 (Fig. 11).
- Y aplicar hidrosiembra, sobre las tierras de aportación, que incluya especies adecuadas al ámbito bioclimático en la zona de La Espina, sustrato limo-arcilloso y orientación al este.



Fig. 11. Aspecto de la geomalla instalada en el talud

6. CONCLUSIONES

A manera de resumen y conclusiones de lo anteriormente expuesto, puede indicarse:

- El deslizamiento remontante supuso el movimiento de una masa coluvional con parte de una base rocosa muy alterada (pizarra grado V), en la que se produjo la superficie de rotura. Esta salió por encima de la carretera N-634 en servicio, y está marcada por dos fallas pseudoperpendiculares a la calzada y otra zona de debilidad, transversal a esas fallas, lo que dio lugar a un escarpe muy importante con 7 a 9 m, cerca de las casas.
- Falló, primero, la parte baja del desmonte hasta el camino de acceso a Porciles y, a continuación, hasta la zona de debilidad o grieta de tracción superior.
- La protección de las edificaciones de Porciles fue objetivo preferente, a la hora de estabilizar el deslizamiento acaecido. La pantalla anclada no sólo ha protegido a las construcciones sino que ha permitido sustituir la masa deslizada por un terreno de calidad, drenado en su base, que proporciona un factor de seguridad a rotura de 1,60 más que suficiente.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren expresar su agradecimiento a la Dirección General de Carreteras del M° de Fomento las facilidades dadas para publicar esta comunicación. También quieren agradecer a ORBIS Terrarum y a INGE su colaboración en los reconocimientos de campo e instrumentación efectuados, así como a AZVI, contratista general, tanto su magnífica disposición en todo momento, como la rapidez y calidad en la ejecución de las actuaciones.

INESTABILIDADES DE LADERA EN UNA CARRETERA DE MONTAÑA: TALUD 23 DE PORT AINÉ (PIRINEO DE LLEIDA)

Elisabet Prat¹, Héctor Rodríguez¹, Anna Ferré², Ferran López¹, Marc Janeras¹ y Josep Comellas².

¹ Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC), área de Geotècnia i Prevenció de Riscos

² Ferrocarrils de la Generalitat de Catalunya (FGC).

Palabras clave: Soil-nailing, membrana flexible, ladera montaña y deslizamiento.

RESUMEN

El trazado de los 18 km de la carretera de acceso a la estación de esquí de Port Ainé remonta un desnivel de 1230 m. Discurre por un terreno montañoso y está afectada por diferentes patologías de origen, deslizamientos del terreno y fenómenos torrenciales, agravadas por la propia construcción y posterior ampliación de la carretera.

Desde finales de 2011, la gestión de la estación de esquí pasa a ser gestionada por FGC que encarga a la empresa Geocat (ahora integrada en el ICGC) un estudio preliminar de valoración del estado geotécnico de la carretera. En este estudio preliminar se manifestaba que el estado de la carretera implicaba un riesgo para la movilidad y que, por tanto, era necesaria una actuación de mejora planificada en tres fases y se estimaba necesaria una inversión de 14 M€.

Entre el mes de junio de 2013 y el mes de abril de 2014 se produjeron en el talud nº23, PK 11+080, diversas fases de un deslizamiento del terreno que culminó con el cierre de la carretera por motivos de seguridad.

En el mes de julio de 2014 se firma un convenio de colaboración entre el Ayuntamiento de Rialp, FGC y el Departament de Territori i Sostenibilitat en cual se establecen las directrices de la gestión de la operatividad de la carretera de acceso a la estación de esquí de Port Ainé y se asigna una dotación de 1,7 M€ para resolver con carácter de urgencia los puntos de la carretera designados en prioridad nº1 de actuación.

1. ANTECEDENTES Y SITUACIÓN

La carretera estudiada se inicia en el cruce en el PK 133+800 de la carretera de Lleida a Esterri d'Àneu, C-13 en el término municipal de Rialb (Figura 1).

Esta carretera se abrió al servicio completamente a finales de 1985, para proporcionar acceso a la estación de esquí de Port Ainé, que a finales de 2011 pasó a ser gestionada por la empresa pública Ferrocarrils de la Generalitat de Catalunya (FGC).

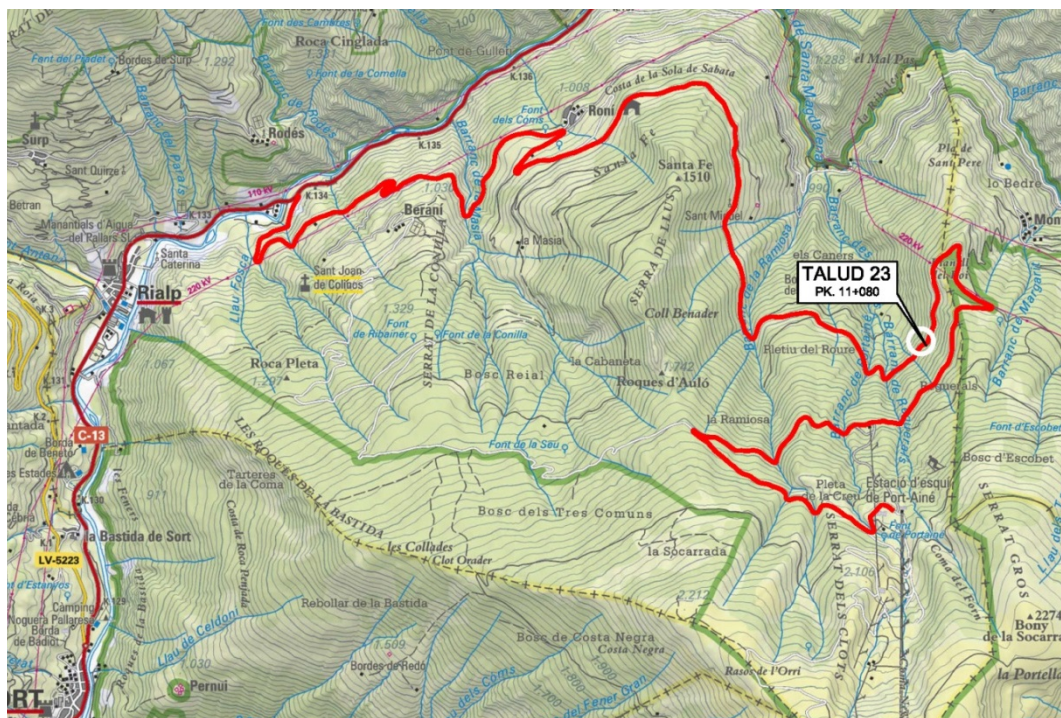


Figura 1. Situación general de la carretera de Roní a Port Ainé

2. SÍNTESIS DE PROBLEMÁTICAS DEL TERRENO EN LA CARRETERA

Esta carretera ha sufrido en diferentes ocasiones daños relacionados con fenómenos torrenciales en los barrancos de Port Ainé y de Reguerals como consecuencia de fuertes tormentas.

En el marco de la problemática que comportan estos fenómenos torrenciales, el año 2012 FGC encarga a ICGC un estudio preliminar para la valoración del estado de los barrancos de la vertiente norte del Pico del Orri y a la carretera de Roní a PortAiné, y propuestas de mejora en materia de seguridad frente a riesgos geológicos.

En el ámbito de la carretera de Roní a Port Ainé (13,56 km) se realizaron inventarios de los elementos de la infraestructura identificando patologías y estableciendo unas prioridades de actuación de mejora. Los elementos revisados fueron taludes de desmonte, drenajes de la calzada longitudinal y transversal, pasos de torrentes y obras de drenaje mayores, y finalmente la calzada, incluyendo firme y explanada.

En este estudio se manifestó que el estado de la carretera implicaba un riesgo para la movilidad y accesibilidad a la estación de esquí, hotel y otras instalaciones. Para abordar el volumen de obra necesario se planificaron 3 fases de actuación en función de las prioridades de actuación con una inversión estimada total de 14 M€.

3. TALUD 23: CRONOLOGÍA DE DESESTABILIZACIÓN Y PROBLEMÁTICA

En este estudio preliminar se inventariaron 48 taludes divididos en 4 prioridades de actuación, de los cuales 4 taludes correspondían a la prioridad 1 con necesidad de una actuación inminente. En general se manifestó el elevado grado de inestabilidad en muchos puntos de los taludes de desmonte de la carretera, con numerosos deslizamientos superficiales de suelo y desprendimientos de rocas.

En la primera inspección e inventario de taludes de finales del año 2011 el talud número 23, en el PK 11+080 de la carretera se prioriza como categoría 2 dado que solo se observaron indicios de inestabilidad superficial y por la existencia de un pequeño muro de escollera al pie de talud, pero con un elevado grado de actividad por el material acumulado al otro lado de la carretera (Figura 2).



Figura 2. Vista general del talud 23 a fecha junio de 2013

El día 6 de junio de 2013 se produce un primer deslizamiento en dicho talud (Figura 3), con una afectación a lo largo de la carretera de unos 70 m. Este fue un deslizamiento relativamente superficial con una extensión parcial de la superficie del talud, sobretudo en la parte superior y con una progresión en bloque del escarpe de cabecera. El material, constituido por arcillas con numerosos bloques heterométricos algunos superiores a los 4m^3 , deslizó sobre un coluvial consolidado y se depositó en gran parte en la mitad inferior del talud y sólo una fracción pequeña llegó a la carretera, afectando una superficie de 1.360 m^2 . La parte alta del talud sufrió un cierto colapso y movimiento, y se observaron fisuras de tracción en cabecera y laterales a la rotura.

En sucesivas visitas y especialmente después del episodio de precipitaciones del día 23 de julio de 2013, se constató que el talud 23 seguía moviéndose (Figura 4). Las sucesivas lluvias provocaron reactivaciones del movimiento. En cabecera aparecieron más fracturas y la parte inferior deslizó quedando dispersa a lo largo del talud. En este movimiento algunos bloques más grandes quedaron liberados rodando hasta pie de talud. Se produjeron nuevas coladas de barro, ocupando el espacio detrás de las barreras New Jersey instaladas a pie de talud.



Figura 3. Fotografía de estado del talud el día 7 de junio de 2013



Figura 4. Reactivaciones del movimiento el día 24 de julio de 2013

La situación del talud en equilibrio precario y manifestado entre los grados 1 a 3, planteó la necesidad de una actuación urgente, que se planificó en dos fases de trabajo para facilitar la ejecución en parte antes y después de la temporada hibernal (Figura 5).

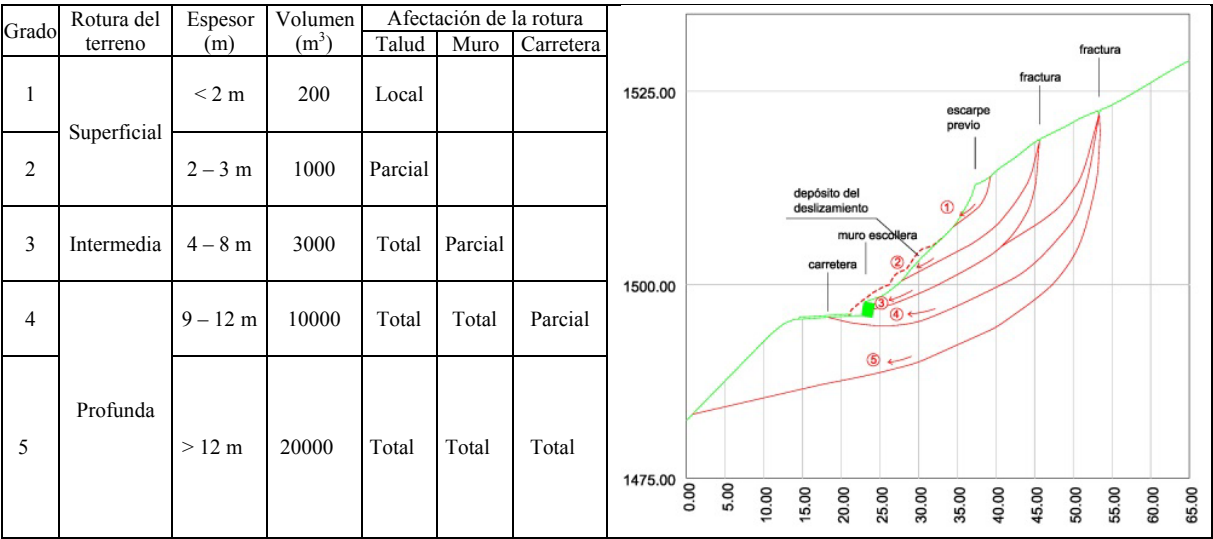


Figura 5. Planteamiento y esquema interpretativo de los grados de inestabilidad del talud

Una primera fase de actuación planteaba un retaluzado para retirar el material deslizado detenido a medio talud y regularizar la superficie (Figura 6 y Figura 7). Este proceso aportaría estabilidad a corto plazo del talud pero al tratarse de una actuación de carácter superficial y manteniendo la geometría de fuerte pendiente condicionada por la ladera, se planteó una segunda fase de actuación de estabilización del talud con un sistema soil-nailing, así como el control de la erosión en superficie.

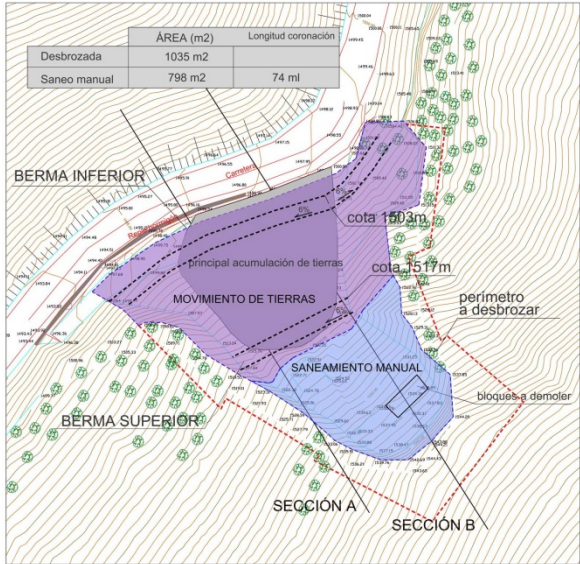


Figura 6. Operaciones de retaluzado en el talud 23

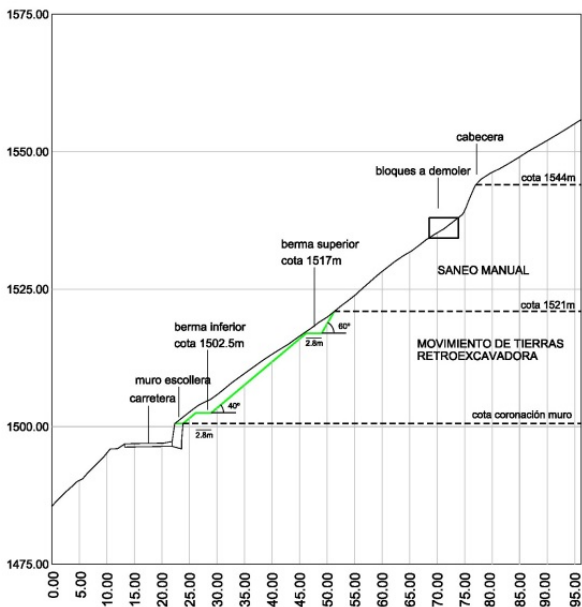


Figura 7. Perfil de retaluzado en la sección de máximo desnivel

La primera fase de retaluzado no llegó a realizarse completamente. En otoño de 2013 la Dirección General de Carreteras de la Generalitat ejecutó una obra de retaluzado de la mitad inferior del talud complementada con la reconstrucción de un nuevo muro de escollera.

El día 4 de enero de 2014 se produce un nuevo movimiento, la caída de rocas de la parte alta del talud, una de las cuales, de 370 kg, impacta con un vehículo, sin daños personales. A raíz de esta incidencia se realiza una actuación de emergencia de refuerzo provisional y parcial para poder completar la temporada de esquí de la estación con una seguridad mínima para la inestabilidad superficial del talud.

Las obras, ejecutadas durante enero de 2014, consistieron en un saneo superficial con medios manuales, instalación de malla metálica de triple torsión cubriendo la mayor parte del talud y una barrera estática sobre el muro de escollera.

Pese a todo, las actuaciones no consiguieron el objetivo de mitigar los movimientos que se producían en el talud y, al final de la obra, se produjo una nueva activación y la malla de triple torsión quedó deformada por la acumulación de material deslizado. Entre febrero y abril se producen nuevos movimientos en el talud en forma de coladas de barro y caída de bloques de diferentes tamaños que dejan completamente dañadas la malla de triple torsión y la barrera de contención sobre el muro, llegando a la calzada y obligando a cortar la carretera y cerrar la estación de esquí (Figura 8 y Figura 9).



Figura 8. Fotografía de los bloques desprendidos a fecha 20 de febrero de 2014



Figura 9. Nuevos movimientos en el talud durante abril de 2014

4. PLANTEAMIENTO DE LA SOLUCIÓN. DISEÑO Y CÁLCULO

Finalmente, con fecha 14 de julio de 2014 se firma un convenio de colaboración entre el Departament de Territori i Sostenibilitat (TES), FGC y l'Ajuntament de Rialp, donde se

acuerda la manera de operar la carretera y las funciones de cada agente implicado, con una dotación de 1.7 M€ para una actuación de urgencia dentro de 2014.

A partir de este momento se plantea un plan de trabajo de máxima intensidad para desarrollar los proyectos y obras de mejora previas a al inicio de la temporada hibernal. En particular se reprende la redacción del proyecto de estabilización del talud 23, con una solución mediante un sistema soil-nailing de refuerzo y contención del terreno.

4.1 Análisis de estabilidad

Se realizó el análisis de estabilidad global del talud mediante el programa de elementos finitos MIDAS GTS, con perfiles transversales de la ladera y deformación plana. El modelo constitutivo adoptado para el firme y el muro de escollera es elástico y para los materiales del talud se utiliza el de Mohr-Coloumb.

La geometría estudiada corresponde a 4 perfiles transversales de la ladera, 2 perfiles correspondientes a la situación inicial del talud y los otros dos correspondientes a la situación después del deslizamiento y de la actuación de retaluzado. La discretización de la geometría en una malla de elementos finito se realiza con nodos triangulares y cuadráticos, es decir con 6 nodos para el cálculo de los desplazamientos y tensiones.

En cada perfil se incluye una distribución de materiales supuesta a partir de las observaciones de campo. Se consideran los dos primeros metros de coluvial superficial de baja compacidad que representa el material susceptible a movilizarse e inferiormente la resta de material representado por un suelo coluvial consolidado. A falta de un estudio geotécnico que defina las propiedades mecánicas del terreno se realiza un retro análisis de la rotura con objetivo de determinar unos valores de referencia para los posteriores análisis de estabilidad.

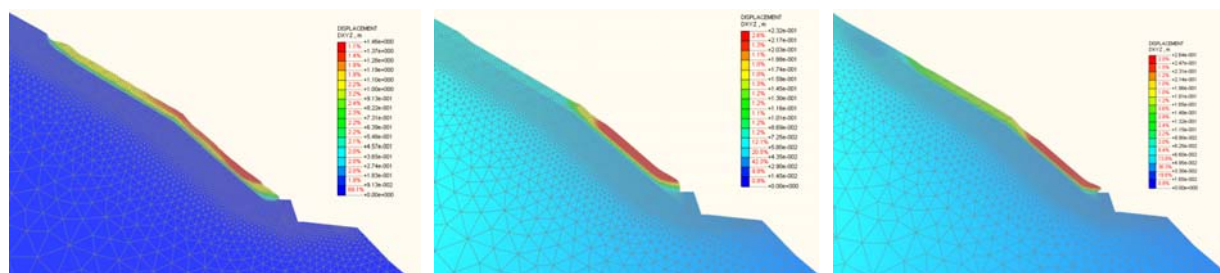


Figura 10. Análisis post-retaluzado en el perfil A para los tres grados de saturación del talud

De cada perfil se analizaron tres situaciones correspondientes a tres grados de saturación del terreno: talud seco, talud saturado y talud con nivel freático continuo a 1 m de profundidad (Figura 10). Los factores de seguridad obtenidos para cada uno de estos casos indicaban que el talud excavado era inestable cuando empezaba a saturarse de agua y por este motivo era necesario adoptar medidas adicionales de estabilización para asegurar la estabilidad en

episodios de precipitaciones intensas.

A continuación se simula el refuerzo del terreno con anclajes y se calcula el factor de seguridad a la rotura según un espaciado entre anclajes de 3x3m, considerando anclajes de barra de acero de 8 m de longitud y 32 mm de diámetro.

4.2 Medidas de estabilización propuestas

La actuación propuesta consistió en un sistema soil-nailing compuesta por malla metálica de revestimiento reforzada con cables verticales integrados en el trenado de la malla. Este sistema se instala conjuntamente y mejora su rigidez y facilidad de ejecución. La estabilidad del sistema de revestimiento flexible se consigue mediante barras de refuerzo al terreno.

Este sistema de refuerzo y contención del terreno adoptado tiene dos componentes estructurales principales:

- Anclaje en el terreno para el refuerzo estructural en base a la inserción de barras de acero inyectadas con lechada de cemento logrando en el terreno un incremento de la resistencia al corte, asimilable a un terreno armado.
- Membrana: compuesta por mallas de acero extendidas entre las placas de reparto de los anclajes y la superficie del talud para el confinamiento de los deslizamientos superficiales que se originan entre anclajes.

Para el dimensionamiento de la membrana flexible se utilizó el software BIOS (Best Improvement of Slopes), desarrollado por Officine Maccaferri, un sistema simplificado con un diseño realista para el cálculo del revestimiento estructural flexible.

En el caso del soil-nailing con una membrana flexible, una vez diseñados los anclajes con el software específico, es necesario verificar tanto el Estado Límite Último (rotura), valorando la posibilidad que la malla se rompa, como el Estado Límite de Servicio, para garantizar la funcionalidad de la estructura. Dado que la malla de revestimiento actúa de forma pasiva y que no contribuye a la estabilización del talud hasta que los desplazamientos sean de varios centímetros, es importante verificar que las deformaciones a largo plazo, sean aceptables.

En el enfoque de este software las cargas transmitidas del terreno a la membrana se calculan con el método de las dos cuñas, con el supuesto que las fuerzas actúan directamente sobre la malla de acero como una carga distribuida y que las dos cuñas están contenidas en el espacio existente entre los dos anclajes adyacentes.

BIOS desarrolla el análisis del revestimiento estructural flexible en 4 fases:

- Verificación de los datos de entrada: Se analiza el comportamiento del talud a corto plazo para asegurar que el factor de seguridad entre anclajes sea superior a $FS=1,0$.
- Verificación a largo plazo: Simulación del reblandecimiento del terreno a largo plazo con las hipótesis del progresivo deterioro de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción

del material hasta el equilibrio límite con $FS=1,0$.

- Verificación del Estado Límite Último (rotura): Se valora la posibilidad que la malla rompa, comparando el volumen máximo inestable con el máximo volumen de terreno que pueden soportar la malla.

- Verificación del Estado Límite de Servicio: Se debe verificar si las deformaciones, producidas a largo plazo, son aceptables. Si el volumen calculado es mayor que el volumen de terreno inestable, con un coeficiente de seguridad, cumple el estado límite de servicio.

Se analizan tres tipos de malla flexible con refuerzo de cable de alta resistencia integrado a la malla con un espaciado de 30cm, 50 cm o 1m y diferentes espaciados de anclajes, 2, 3 y 4m, tomando un factor de seguridad de $FS=1,5$ (Figura 11).

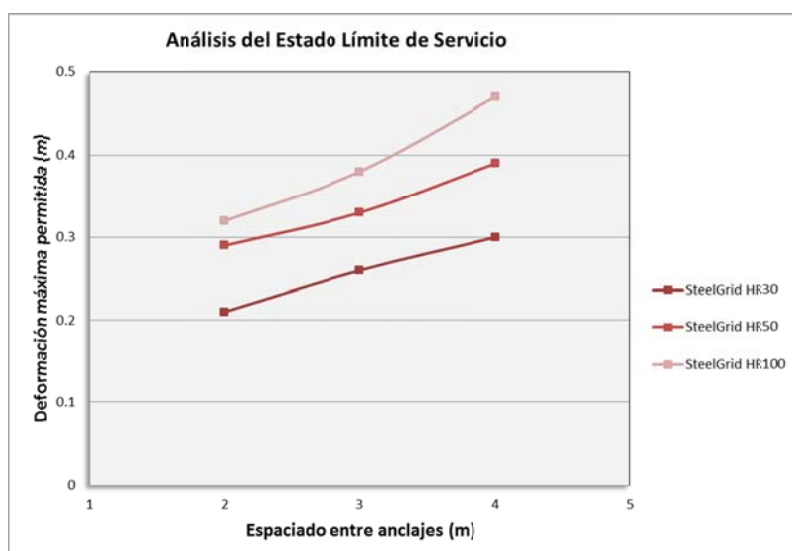


Figura 11. Análisis de la deformación para diferentes tipos de malla y espaciado entre anclajes

Teniendo en cuenta la deformación máxima de la malla se propone la instalación de una membrana flexible con un espaciado de anclajes de 3m y una deformación medida perpendicularmente a la pendiente del talud inferior a 0.35m.

La estabilidad del sistema soil-nailing se consigue con la combinación de tipologías diferentes de anclajes; anclajes de tipo autoperforante y anclajes de barra de acero, para poder combinar según las variaciones del terreno y su función estructural en el esquema general de soil-nailing. Los anclajes autoperforantes permiten perforar en terrenos sueltos o inestables sin revestimiento, por lo tanto son recomendables para facilitar la perforación en los terrenos disgregados.

4.3 Drenaje y control de erosión

Para completar la actuación en el talud se propone la ejecución de un sistema de drenaje con

perforación con taladros de pequeño diámetro y una cierta inclinación ascendente muy suave, desde la superficie del talud a coronación del muro de escollera, con tubos de PE ranurados.

Finalmente para evitar la erosión superficial del talud se propone una solución combinada de instalación de una malla tridimensional antierosión con hidrosiembra posterior.

5. OBRA DE ESTABILIZACIÓN

Finalmente, las obras definitivas de estabilización del talud 23 se ejecutaron entre los meses de julio y de octubre de 2014 por la empresa Inaccés Geotecnia Vertical SL con un coste total de 360.000 € en PEC sin IVA. Los trabajos se dividieron en dos fases de actuación.

La primera fase estuvo orientada a realizar unos trabajos previos encaminados para garantizar la seguridad de la segunda fase. Los trabajos consistieron en la desbrozada de vegetación y la contención del frente superior de talud con un sistema de membrana flexible y anclajes. La segunda fase tuvo por objetivo ampliar el sistema tipo *soil-nailing* a la totalidad de la zona del talud afectada.

Estas actuaciones fueron complementadas con un retaluzado para descargar de peso i perfilar el talud, drenaje sub-superficial con drenes californianos y protección contra la erosión con la colocación de geomallas de abertura reducida para la retención de finos.

Simplificando el planteamiento inicial (Figura 12), se utilizó solo un tipo de anclaje autoperforante que permite una mayor versatilidad enfrente a cambios de terreno y utilizar una única tipología de maquinaria reduciendo así los movimientos de emplazamiento. Se utilizaron anclajes autoperforantes de cargas últimas entre 250 y 660 kN.

La actuación se estructuró por niveles que, por motivos de seguridad, se fueron ejecutando progresivamente en sentido descendente. En total se definieron 4 niveles entre las cotas 1551m a 1500,5 m y dos espacios de berma en las cotas 1519m y 1503 m.

Los anclajes de mayor capacidad, DSI R51-660, fueron empleados en los dos espacios de berma y se instalaron en total 57 unidades de 10 m. Para la ejecución de los anclajes en la berma de la cota 1519m, la perforadora de oruga fue llevada por una grúa autopropulsada para salvar el desnivel de 22 m desde la carretera.

La mayor unidad de la obra, alrededor de 1/3 del importe de la obra, ha sido la ejecución de los anclajes autoperforantes de 320 kN, DSI R32-320. Se utilizaron simultáneamente 2 perforadoras que habilitaron un total de 467 unidades de este anclaje de longitudes de entre 4 y 8 m para un total de casi 2750 m de anclaje. También, a las zonas de menor exigencia, se instalan 34 unidades de bulón autoperforante de 250 kN, DSI R32-250, para sumar un total de 114 m de anclaje.

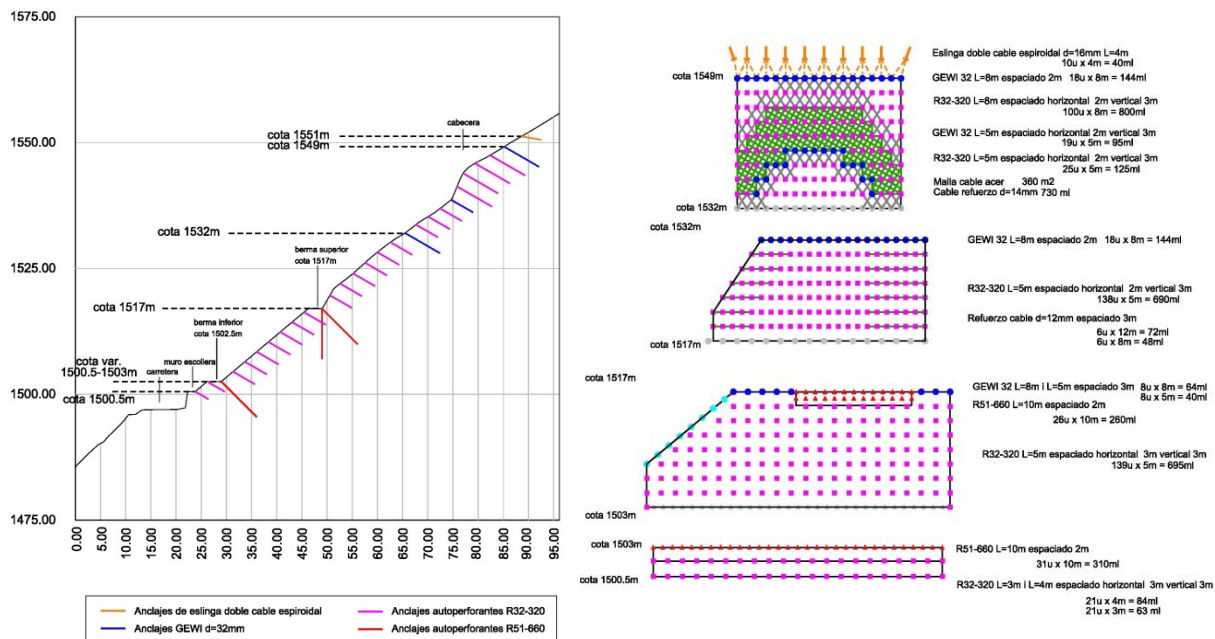


Figura 12. Esquema de actuaciones propuestas

6. OTRAS OBRAS DE ESTABILIZACIÓN

Al margen de la gran obra de estabilización del talud 23, en el periodo 2014-2016 se han ejecutado múltiples obras de estabilización de taludes y de reparación de terraplenes de base que han ido resolviendo las prioridades número 1 y las primeras fases de prioridad 2 establecidas inicialmente. En total se han efectuado obras de reducción del riesgo en 25 taludes y obras de reparación de terraplenes de base en cinco tramos de la carretera, uno de ellos sobrevenido de una inestabilidad ocurrida en el mes de septiembre de 2015. La inversión total efectuada se sitúa alrededor de 2,5 M€.

Las soluciones de actuación en taludes han estado enfocadas a la combinación de aplicar medidas de actuación pasivas (mallas de alambre de acero, barreras estáticas) y activas (bulones, membranas de cable de acero, topes de hormigón).

Las actuaciones para reparar las problemáticas existentes en los terraplenes de base han sido diferentes según el caso y atendiendo al origen de la problemática. En los terraplenes de los PK 13+070 y 14+200 que predominaba una patología de asentamiento se ha adoptado una solución de movimiento de tierras con el saneo del terreno menos estable y posterior conformación del terraplén. En cambio, en los terraplenes de los PK 14+100, 15+450 y la sobrevenida al PK 0+300 han tenido su origen en una rotura circular por erosión en la base del terraplén y con afectación en la calzada. La solución empleada ha sido la ejecución a nivel de calzada de pantalla de micropilotes (verticales e inclinados) de longitudes de hasta 15 m,

unidos en cabeza con una viga de hormigón armado que, a su vez, es anclada al terreno, transversal al eje de la carretera, mediante bulones activos de carga nominal 30 t.

7. CONCLUSIONES

Después del diagnóstico inicial de 2012 de las problemáticas geológicas y geotécnicas en la carretera, posteriormente confirmadas por incidencias relevantes que llevaron al cierre de la carretera por seguridad en la primavera de 2014, se ha conseguido efectuar una línea de trabajo progresiva según las dotaciones económicas anuales disponibles.

Las actuaciones realizadas durante 2014-2016, cubriendo las prioridades 1 (fase 1) y parte de prioridad 2 (fase 2), han significado una mejora importante en el estado de la seguridad de la carretera de acceso a la estación de Port Ainé. Desde entonces se realiza un seguimiento geológico-geotécnico de la carretera, con una identificación inicial de zonas de riesgo y, a partir de 2015, con visitas de inspección mensuales en el ámbito de taludes, terraplenes y pasos de barrancos. El trabajo de seguimiento ha derivado en unas prioridades iniciales actuación de mejora y mantenimiento que se han ido actualizando según las observaciones mensuales del propio seguimiento y de las actuaciones efectuadas. Referente al talud 23, dos años y medio después de finalizar las obras de estabilización no se han producido movimientos ni nuevas incidencias.

Dado el volumen de obra estimado en las valoraciones iniciales, 14 M€ a planificar en tres fases de actuación de las que sólo se ha completado la fase nº1 y parte de la nº2 con una inversión total de casi 3 M€, se evidencia que todavía queda por solucionar diversas problemáticas según las prioridades establecidas y consolidar de esta manera la ganancia en seguridad conseguida hasta el momento.

REFERENCIAS

- Giacchetti, G., Majoral, R., Bertolo, P., 2009. Verificación del revestimiento estructural flexible en un soil nailing - BIOS: Best improvement of slopes. *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*.
- Janeras, M., Martínez, P. Avaluació hidrològica i geològica preliminar de l'estat actual dels barrancs del vessant nord del Pic de l'Orri i de la carretera de Roní a Portainé (Rialp). Resum executiu. Julio 2012. IGC-AO-005/12
- Janeras, M. Projecte d'actuació d'urgència de retalussat del talús 23 al PK 11+080 de la carretera de Portainé. Julio 2013. IGC-AO-003/13.
- Janeras, M. Projecte d'estabilització del talús 23 al PK 11+080 de la carretera de Portainé. Julio 2014. IGC-AP-040/14
- Janeras, M. As built de l'obra d'estabilització del talús 23 (PK 11+080) a la carretera d'accés a Portainé. Enero 2015. IGC-AO-011/15.

INSPECCIÓN Y MANTENIMIENTO DE SISTEMAS DE PROTECCIÓN CONTRA DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS EN LAS CARRETERAS DE LA SERRA DE TRAMUNTANA DE MALLORCA

Joan M. RIUS GIBERT y Raül AGUILÓ GONZÁLEZ

Direcció Insular d'Infraestructures i Mobilitat
Departament de Territori i Infraestructures
Consell de Mallorca

RESUMEN

El Consell de Mallorca, como administración competente en materia de carreteras de la isla, lleva a cabo el mantenimiento de las mismas. Entre ellas, las carreteras de la Serra de Tramuntana, principal cadena montañosa de Mallorca, sufren, sistemáticamente, incidencias de diferente gravedad por alcances e impactos de rocas producidos en desprendimientos que se intensifican en los episodios de lluvias y tormentas típicos del clima mediterráneo. Así, se han llevado a cabo desde hace bastantes años diversas actuaciones de instalación de sistemas de protección contra desprendimientos con lo que se dispone de una amplia red de instalaciones a mantener. La planificación de su inspección y mantenimiento que se presenta en esta comunicación, representa una nueva herramienta de gestión para el Consell que, por otro lado y dada la recurrencia de desprendimientos ha de estar en permanente actualización.

1. INTRODUCCIÓN

La Serra de Tramuntana de Mallorca es la principal cadena montañosa de la isla de Mallorca. Está orientada de noreste a sudeste en la parte septentrional de la isla. Sus cotas máximas de hasta casi los 1500 m se presentan en la zona central de la misma. Aunque su geología es relativamente variada, a lo largo de toda la Serra afloran macizos calizos de edad jurásica que en sus frentes forman grandes acantilados. El diferente grado de alteración de la roca y su fracturación provocan el desprendimiento de masas rocosas. El clima típicamente mediterráneo, con episodios lluviosos con puntas de gran intensidad, provocan que algunos de los citados desprendimientos rocosos sean de gran magnitud (Mateos et al., 2010).

A lo largo de la Serra existen diversas poblaciones, con pequeños núcleos, urbanizaciones y casas de campo diseminadas. Una extensa red de comunicaciones con carreteras y caminos cruza los diferentes valles de la misma. Estas instalaciones se ven afectadas sistemáticamente por diferentes procesos geológicos, el más recurrente de los cuales es el desprendimiento de masas rocosas (figura 1). Las diferentes administraciones competentes han venido actuando para corregir las diferentes afectaciones que se han ido produciendo. Desde principios del siglo XXI, el Consell de Mallorca es la administración competente en el desarrollo y explotación de la red de carreteras de la isla y, en este sentido, ha ido invirtiendo en la protección y corrección contra desprendimientos rocosos en una red de más de 500 km de carreteras en la Serra.

En los últimos tiempos, con el auge del turismo y la declaración de la Serra de Tramuntana como Patrimonio de la UNESCO, la inversión se ha multiplicado y, por tanto, la red de carreteras de la Serra dispone de una gran cantidad de instalaciones de protección de taludes que mantener (Rius et al., 2016). Por un lado, existen gran cantidad de instalaciones de protección tanto directa (unos 75000 m² de mallas y redes de cable de acero) como de protección indirecta (unos 2.500 m de pantallas estáticas y dinámicas) con largos períodos de servicio que requieren la comprobación de su estado funcional. Por otro lado, la actividad geológica de la Serra, con desprendimientos rocosos frecuentes ha implicado que algunas instalaciones de protección activa hayan actuado reteniendo bloques de diversa consideración, en algunos casos, o que se haya sobrepasado su capacidad de protección en algunos otros.

Con la experiencia que se ha adquirido hasta la fecha en las tareas de mantenimiento, inspección y reparaciones varias que se han ido realizando en los últimos años en las instalaciones de protección de taludes frente a desprendimientos rocosos se ha desarrollado la presente planificación que supone una herramienta de gestión en permanente actualización. También se comentan diversos casos recientes que corroboran esta última afirmación.



Figura 1.- Localización de desprendimientos en las carreteras de la Serra de Tramuntana de Mallorca e imagen de la carretera Ma-10 con instalaciones de protección de taludes.

2. PLAN DE INSPECCIÓN Y CONTROL

Para la confección del plan se parte de la información externa disponible tanto geológica, geomorfológica, geotécnica y de modelos de desprendimientos (Mateos et al, 2015) como de información propia como son registros históricos de desprendimientos. Con esta información se comprobará el dimensionamiento de las instalaciones existentes.

Como punto de partida, se realizó un inventario de las instalaciones existentes, recabando todas sus características. De esta fase cabe indicar que las instalaciones más antiguas de protección de taludes datan de principios de los años noventa y las más modernas son de reciente instalación, estando a finales del 2016 en periodo de garantía. En este sentido, se ha hecho una primera distinción entre instalaciones cuyo periodo de garantía está vigente y las que no (tabla 1). Las tareas de inspección se han centrado en esta primera fase en las instalaciones cuyo periodo de garantía ya no está vigente por considerar que las que están en garantía tienen un buen estado de conservación desde su instalación. Los trabajos de campo de este inventario han sido realizados por la empresa Georisk Internacional durante el año 2016. Como se puede comprobar la gran cantidad de instalaciones en periodo de garantía responde a las inversiones realizadas recientemente.

Instalación	En periodo de garantía	Fuera de garantía
Mallas y redes (m2)	58153	21457
Pantallas estáticas (m)	1286	-
Pantallas dinámicas (m)	750	542

Tabla 1. Inventario de sistemas de protección contra desprendimientos

Por lo que respecta a las instalaciones fuera de periodo de garantía, hay dos tipos principales de instalaciones: mallas metálicas de protección de taludes y pantallas dinámicas. En el primer grupo hay diversas tipologías: mallas de triple torsión, redes de cables de acero, redes de anillos de acero, redes con embudos, etc. En el segundo grupo también hay diversas tipologías, clasificándose según la energía de protección, con valores entre 1000 kJ y 3000 kJ y por su altura de instalación entre 3 y 6 m. Actualmente, se está aplicando la guía técnica europea ETAG027 (2008) para esta clasificación.

3. PROTOCOLO DE EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS DE PROTECCIÓN

Para realizar el diagnóstico de los distintos elementos de una forma homogénea se decidió usar como criterio de trabajo la normativa austríaca (ONR24810, 2013), de *Protección contra los desprendimientos de rocas – Términos y definiciones, efectos, cálculos de estructuras, monitoreo y mantenimiento*. No se dispone hasta la fecha de otras prescripciones normativas de ámbito nacional aplicables. Así, en aplicación del citado documento, en el plan se establece una estrategia de mantenimiento que se rige por los requerimientos de seguridad y efectividad de la protección, la cantidad de estructuras de protección, la categoría de las

estructuras y los recursos financieros disponibles. Así, se establecen diversas estrategias en función de la urgencia de la actuación para mantener la instalación en condiciones:

- Previsión y mantenimiento. Actuación sistemática sin agotamiento de materiales por desgaste.
- Prevención debida al desgaste. Actuación dependiente del estado del material.
- Corrección a medio - largo plazo. Actuación cuando se llega a un estado crítico para la funcionalidad del elemento.
- Corrección a corto plazo. Actuación inmediata por pérdida de funcionalidad o fallo del elemento ya producido.

El diagnóstico se establece de forma diferente si se trata de mallas de protección directa de taludes o de barreras dinámicas. En el primer caso, se establece un protocolo de elementos a controlar y aspectos a verificar. Los elementos a controlar son: cables, mallas, sujetacables y grilletes, bulones, eslingas y anclajes. Los aspectos a verificar de todos ellos son: tensiones, oxidaciones y alteraciones, así como estado de las tuercas en sujetacables y grilletes, y carga nominal en bulones y anclajes. Una vez diagnosticado el estado de cada elemento se indican, en un plan de mantenimiento, las correcciones a efectuar y su urgencia, que van desde retensado de cables y apriete de sujetacables, o tratamientos antioxidación hasta la reparación o sustitución completa de elementos.

Para el caso las barreras dinámicas se establece, aparte de un protocolo de control y verificación similar al anterior, un programa temporal para la determinación de la funcionalidad práctica de la barrera en su ubicación concreta. Esta fase ha de ser realizada por técnico especialista y conlleva diferentes actuaciones no todas necesarias dependiendo unas de otras. Así, se establece un registro inicial así como inspección y supervisión continua para determinar evolución de la barrera (pérdida de funcionalidad por impactos o desaparición de elementos, por ejemplo). Además, se pueden llevar a cabo actuaciones adicionales de control para evaluación del estado de mantenimiento, controles extraordinarios motivados por inspecciones ordinarias que así lo requieran.

Una vez realizado el diagnóstico inicial y establecidas las diferentes fases del programa temporal de inspecciones, se han calificado todas las instalaciones según un nivel de estado de mantenimiento que va de 1 a 5, que se expone en la tabla 2 junto con sus implicaciones.

	Nivel	Estado	Tiempo hasta reparación
1	Muy bueno	Sin restricciones	Largo plazo
2	Bueno	Pocas restricciones	Largo plazo
3	Aceptable	Daños pequeños	Medio plazo (1 año)
4	Pobre / malo	Daños significativos / diversos – funcionalidad restringida	Corto plazo (1 mes)
5	Muy malo / Destruído	Funcionalidad inexistente	Inmediata

Tabla 2. Niveles de conservación de sistemas de protección contra desprendimientos

Cada uno de los estados tiene asociados una serie de posibles daños tipificados para una mejor y más sencilla clasificación. Para los estados 1 y 2 sus posibles daños pueden ser alguna marca por impactos no significativos o algún síntoma de oxidación de elementos, por ejemplo. Para el estado 3 se puede indicar como daños: bulones u otros elementos claramente corroídos, falta de trozos de mallas o deformaciones plásticas de las mismas. Para el estado 4: anclajes o bulones arrancados o doblados, soportes doblados o inclinados, roturas de cables, mallas o elementos de sujeción y elementos de frenado muy deformados. Finalmente, para el estado 5 sus daños serían: falta de elementos, conjunto o acumulación de daños como en el estado 4 de forma que el sistema de protección haya perdido totalmente su funcionalidad. En la figura 2 se pueden ver algunos de los daños tipificados encontrados en las instalaciones inspeccionadas.



Figura 2.- Detalles de diferentes daños detectados de estado 3 (A y B) y estado 4 (C y D)

4. DIAGNÓSTICO DE LOS SISTEMAS DE PROTECCIÓN

4.1 DIAGNÓSTICO EN INSTALACIONES FUERA DE GARANTÍA

Una vez realizados todos los trabajos de evaluación del estado de conservación de todas las instalaciones indicadas se dispone del diagnóstico del estado de las mismas. El diagnóstico para las barreras dinámicas y para las mallas de protección directa que se encuentran fuera del periodo de garantía se presenta en la tabla 3. Así, la situación real una vez disponible el diagnóstico plantea que hay una serie de actuaciones de reparación y restitución que se deberían emprender, como mínimo, a corto plazo.

Estas diferentes actuaciones de reparación que se deben emprender a corto plazo afectan, básicamente, a instalaciones con bastantes años de servicio, incluso algunas de ellas, posiblemente, ya con su vida útil agotada, con lo que la inversión en su restitución está más que justificada.

	Seguridad / Funcionalidad	Tiempo	Pantallas dinámicas (m)	Protecciones pasivas (m²)
1	Apropiada	Largo plazo	-	-
2	Apropiada	Largo plazo	-	5759
3	Apropiada	Medio plazo	250	5498
4	Restringida	Corto plazo	172	8840
5	Inexistente	Inmediata	120	1360

Tabla 3. Estado práctico de los sistemas de protección contra desprendimientos en Tramuntana

4.2. DAÑOS EN INSTALACIONES RECIENTES

Es un hecho constatado que la dinámica de desprendimientos en la Serra de Tramuntana ha continuado afectando de forma importante a su red de carreteras (Rius et al., 2016), especialmente por lo que respecta a desprendimientos rocosos. Así, la variada casuística acaecida, junto con diversos desprendimientos importantes con afectaciones en diversas instalaciones de protección en los últimos tiempos, especialmente el invierno de 2016-2017 con diversos periodos de intensas lluvias y tormentas, ha implicado el replanteo de algunas de las actuaciones previstas. Las incidencias en este último periodo han afectado tanto a las instalaciones antiguas como a algunas de las que están en garantía. Por otro lado, también se han producido incidentes en zonas que no tenían protección alguna, emprendiendo nuevas actuaciones de protección de taludes.

Como se ha comentado anteriormente, el Consell de Mallorca lleva bastantes años realizando actuaciones de protección de taludes (Rius y Aguiló, 2014) así como un inventario de incidencias y afectaciones a las carreteras. En este inventario (figura 3), se registran los diversos episodios con su localización y datos más importantes (volúmenes implicados, efectos sobre carretera o instalaciones de protección, etc.). Para emprender estas actuaciones, se precisa una permanente actualización del mismo por la gran cantidad de incidentes registrados. Por ejemplo, desde 2013 se han contabilizado un total de 58 desprendimientos, como se puede ver en la tabla 4, que han afectado a diferentes instalaciones existentes.

Muchos de los desprendimientos indicados corresponden a la zona de Tramuntana donde se produjo un grave incendio en el verano de 2013. En esta zona, el incremento de incidencias ha sido significativo por causa de la desaparición de la masa forestal y arbustiva quedando extensas zonas de laderas con bloques y piedras en situación precaria de estabilidad, movilizándose en sucesivos episodios de lluvias, de forma mucho más frecuente que en otras zona de la Serra. Este efecto que se va prolongando en el tiempo, ya fue detectado justo después del incendio e implicó que se realizara una importante inversión en la zona con la instalación de diversas pantallas estáticas y dinámicas así como mallas de protección de taludes (Rius et al., 2016). La continua movilización de bloques en precario, así como diversos desprendimientos en la zona, han afectado de forma desigual a las diferentes instalaciones existentes, con impactos de bloques en pantallas con retención de los mismos, roturas de pantallas necesitando diferentes tipos de reparación para restituir su funcionalidad.

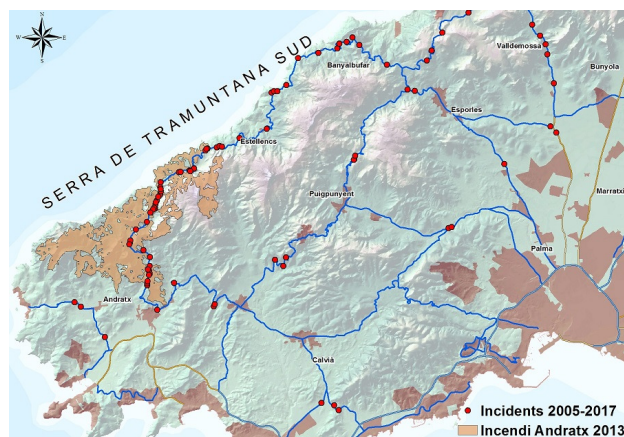


Figura 3.- Representación en SIG del inventario de desprendimientos registrados

	Carretera	Pk	Nº incidencias	Nº impactos en instalación existente	Nº impactos con retención total de bloques
1	Ma-10	11+400	1	Sin instalación	Sin Instalación
2	Ma-10	29 - 31	3	En proyecto	En proyecto
3	Ma-10	80+500	1	Ins. posterior	Ins. posterior
4	Ma-10	92	1	Ins. posterior	Ins. posterior
5	Ma-10	97 - 98	3	3	1
6	Ma-10	100 – 100+500	4	2	2
7	Ma-10	102 – 102+500	8	7	2
8	Ma-10	103 – 103+500	4	2	2
9	Ma-10	104 – 104+500	3	1	0
10	Ma-10	106	3	1	1
11	Ma-10	108 - 109	13	12	2
12	Ma-11a	18	1	Sin instalación	Sin Instalación
13	Ma-11a	26	1	Ins. posterior	Ins. posterior
14	Ma-11	28	1	Ins. posterior	Ins. posterior
15	Ma-1101	4	1	Sin instalación	Sin Instalación
16	Ma-1110	14 – 14+500	3	0	0
17	Ma-1131	3 - 4	4	Sin instalación	Sin Instalación
18	Ma-2130	12+500	1	Sin instalación	Sin Instalación
20	Ma-2210	6	1	1	0
21	Ma-2210	18	1	Sin instalación	Sin Instalación

Tabla 4. Resumen de desprendimientos desde 2013, con volumen mínimo de 0,03 m³ (aprox.)

Por lo que respecta al inventario comentado, aparte de las incidencias con afección a la carretera que se registraban hasta la fecha, también se registran incidentes como impactos en pantallas de protección. Así, en una zona en concreto afectada por el incendio, en la carretera Ma-10 entre los pk 108 y pk 109, un número importantísimo de incidencias registradas se han producido en los últimos años (figura 4) por lo que se ha decidido emprender un nuevo proyecto para mitigar sus efectos sobre la carretera.



Figura 4.- Imágenes de algunos de los incidentes en pantallas en la Ma-10 pk 108 – pk 109

Una inspección específica se realizó en esta zona que se resume en la tabla 5. Está en desarrollo una nueva fase de actuaciones de protección para, por un lado, mitigar los daños sobre la carretera que se siguen produciendo y, por otro lado, poder reducir los importantes costes de reparación de elementos de protección que, aunque funcionen y retengan bloques o amortigüen impactos, necesitan inversiones para poder restituir su funcionalidad y el servicio a la carretera.

Tramo	Pk ini.	Pk fin	Instalación	Nº bloques retenidos (V<0.5 m³)	Nº bloques retenidos (V>0.5 m³)	Afectaciones a la instalación
0	108	108+330	-	2*	-	-
1	108+330	108+350	P. estática	4	0	0
2	108+350	108+450	P. dinámica	18	4	1
3	108+450	108+500	P. estática	7	1	4
4	108+500	108+605	P. estática	7	0	2
5	108+605	108+705	P. estática	4	0	0
6	108+705	108+745	P. dinámica	1	0	0
7	108+745	108+845	P. estática	5	0	0
8	108+845	108+945	P. estática	9	0	4
9	108+945	109	P. estática	5	0	4
10	109	109+100	-	1*	1*	-

Tabla 5. Resumen de la inspección por tramos en la carretera Ma-10 entre los pk 108 y 109. *Los tramos 0 y 10 presentan bloques que alcanzan la carretera (no disponen de pantallas).

La principal conclusión del análisis llevado a cabo en el proyecto para esta zona de la carretera es que el dimensionamiento realizado de los elementos de protección existentes, con pantallas estáticas (energía de protección de 100 kJ) y pantallas dinámicas (en. 1000 kJ) ha quedado desfasado, mostrándose al límite de su capacidad en algunos casos. La frecuencia de

los impactos, en otros, implica que se encuentren en unas condiciones de servicio prácticamente agotadas.

Así, en los estudios realizados en fase de proyecto (Rius et al., 2016) con cálculos con programas comerciales de caída de bloques, se dimensionó para este frente de 1 km de longitud (ladera de unos 30° en terreno rocoso y con un área fuente de un acantilado a unos 150 m) y un volumen representativo de unos 1000 kg ($0,4 \text{ m}^3$), una protección tipo de 100 kJ, excepto dos tramos de 100 m y 40 m donde se ejecutaron protecciones de 1000 kJ y 4 m de altura cuyo dimensionamiento partía de bloques de unas 5 Tn (2 m^3), en unas condiciones que se podrían llamar de servicio.

El caso es que, en la práctica, la presencia del citado campo de bloques en la ladera gravemente afectada por el incendio pero con restos de vegetación con árboles y arbustos que se han ido perdiendo, ha ido provocando otras movilizaciones de bloques. Además, aunque los bloques desprendidos del frente sean de los volúmenes previstos, cuando éstos han impactado con otros de la ladera, han provocado inestabilizaciones de otros bloques durante las trayectorias siendo los volúmenes que llegan a las pantallas significativamente mayores en algunos casos. De todas formas, las pantallas instaladas han estado funcionando, aunque muy próximas al límite de su capacidad en algunos episodios, siendo su mantenimiento y reparaciones excesivamente costosos en estas condiciones de servicio. Esta situación ha hecho plantear un redimensionamiento de las mismas. Con los datos recopilados, se plantean unos nuevos volúmenes de cálculo de 2 m^3 y 10 m^3 para las dos situaciones presentadas y pantallas del orden de 500 kJ – 1000 kJ y 3000 kJ – 5000 kJ, garantizándose unas condiciones de servicio que pretenden minimizar, cuanto menos reducir, los costes de mantenimiento. Este proyecto está todavía en fase de desarrollo.

4.3. ÚLTIMAS ACTUACIONES DE EMERGENCIA

Como se ha indicado anteriormente, este último invierno 2016 – 2017 ha sido especialmente lluvioso en los meses de diciembre y enero, con lo que se han producido muchos incidentes por desprendimientos rocosos y deslizamientos de tierras. La mayoría de ellos de escasa entidad afectando a los propios taludes de las carreteras. Sin embargo, tres de ellos tuvieron una entidad inesperada y provocaron graves daños a las carreteras afectadas y a sus instalaciones de protección. Por suerte, no se tuvieron que lamentar desgracias personales.

El primero cronológicamente fue el que afectó una zona del centro de Tramuntana, concretamente a la carretera Ma-11A de Palma a Sóller en su tramo del Coll de Sóller (alternativa actual a un túnel) y con gran uso cicloturista, el día 20 de enero de 2017. Una masa de más de 400 Tn según las primeras estimaciones se desprendió de un frente localizado a unos 200 m por encima del pk 25 de la ctra. Ma-11A. La masa desprendida que abarcaba unos 10 m de ancho por otros tantos de alto, avanzó por la ladera, cuya pendiente es de unos 30° a 40° con algunos resaltos, formando una especie de cono y arrasando la zona boscosa a su paso a lo largo de unos 150 m (figura 5).



Figura 5.- Imágenes del desprendimiento del Coll de Sóller (Ma-11A – pk 25)

El último tramo antes de la carretera, también boscoso, no resultó arrasado, pero diversos árboles fueron segados y muchos de ellos impactados alcanzando la carretera en una zona de unos 200 m de ancho y sobrepasándola. Ésta quedó invadida por bastantes bloques (unos 50 m³ y bloques de hasta 4 m³) y evidentemente cortada al tráfico. Sin embargo, se trata de una zona donde no se tenía constancia de alcances a la carretera en los últimos 30 años y, aunque este frente (a cara norte) presenta diversos canchales y la recurrencia mínima de 30 años es relativamente baja, la presencia de bosque denso denota poca actividad reciente de caída de bloques rocosos. Se ha emprendido un estudio exhaustivo de la zona para su caracterización previo a cualquier decisión de protección. De todas formas, y como medida de emergencia, se realizó un saneo de los mayores bloques inestables detectados en la ladera y se instaló una protección mínima para detener bloques menores sueltos que pudieran movilizarse en posteriores episodios.

El segundo fue el que afectó a una zona del sur de Tramuntana, entre las poblaciones de Estellencs y Andratx el día 26 de enero de 2017. Una masa de unas 50 Tn se desprendió de un frente rocoso de unos 60 m de altura y en caída libre alcanzó una ladera donde a lo largo de otros 40 m deslizó y rebotó hasta sobrepasar la carretera Ma-10 (pk 102+500) en una zona ya protegida mediante una estructura de hormigón armado (galería – túnel de más de 20 años de antigüedad). En uno de los extremos del frente de la galería (formada por 7 tramos de 6 m de longitud) la pendiente del trasdós de la estructura se demostró insuficiente y algunos bloques impactaron en ese relleno, empotrándose uno de ellos de unas 40 Tn en la estructura (figura 6). El impacto provocó la flexión del arco quedando éste estructuralmente agotado y la carretera fuera de servicio. Se trata, pues, de una zona ya conocida su actividad y donde se ha actuado sistemáticamente para proteger la carretera. La restitución de la estructura pasa por la demolición del tramo afectado, la reconstrucción del mismo y el ajuste de la pendiente de la ladera en el trasdós para minimizar el empotramiento de bloques en la misma. Su reconstrucción está en proyecto y como solución provisional de protección de la carretera y labores de demolición se instaló, a media ladera, una pantalla dinámica.

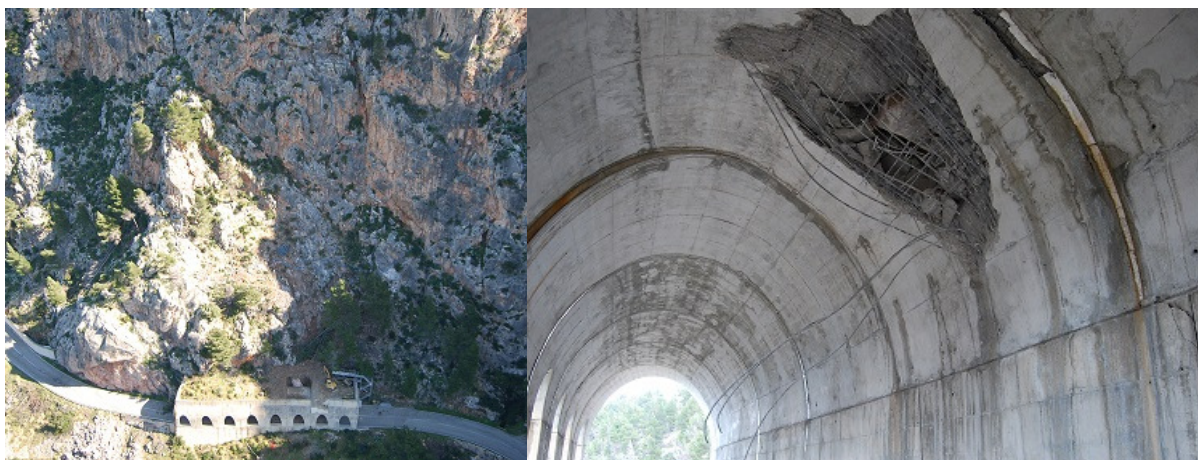


Figura 6.- Imágenes del desprendimiento de Estellencs-Andratx (Ma-10 pk102) con impacto en estructura.

El tercer incidente ocurrió el día 31 de enero de 2017 en la zona norte de Tramuntana, concretamente en la carretera de Formentor (Ma-2210 pk 6). Una masa de unos 20 m³ se desprendió de un frente a unos 50 m de la carretera, avanzó por la ladera e impactó en una zona ya protegida con pantallas dinámicas (de más de 20 años de antigüedad y las primeras instaladas en la isla) tumbándolas a lo largo de unos 30 m y alcanzando la carretera (figura 7). De hecho, se trata de una de las zonas donde el diagnóstico ya indicaba la necesidad de actuaciones de reparación urgentes. Presentaban una capacidad de resistencia muy reducida, por daños en la mayoría de elementos, aunque la masa desprendida y su probable energía de impacto habrían superado de todos modos a la capacidad teórica de las mismas (1000 kJ y 3 m de altura). De esta forma, también se tuvo que actuar de emergencia, no sin antes replantear la capacidad de protección a instalar, sustituyendo las pantallas existentes por nuevas de 3000kJ de capacidad y 4 m de altura.



Figura 7.- Imágenes del desprendimiento de Formentor (Ma-2210 – pk 6)

5. CONCLUSIONES

En definitiva, y aparte de los casos comentados, se dispone de instalaciones antiguas que no han sido solicitadas durante su vida útil y, por tanto, su funcionamiento tampoco se ha podido comprobar. Sin embargo, dentro de éstas, hay algunas cuyo estado de conservación plantea su reparación e incluso su sustitución total. Por otro lado, hay otro conjunto de instalaciones que sí han trabajado durante distintos episodios de desprendimientos rocosos. Dentro de éstas, la casuística también es variada: algunas instalaciones no han requerido trabajos de reparación, o tan solo la retirada de bloques acumulados, otras han necesitado pequeñas reparaciones aparte de la retirada de bloques y otro grupo de instalaciones han precisado mayores reparaciones. También hay instalaciones cuya capacidad de protección ha sido superada y, por tanto, han exigido una labor adicional de análisis técnico de redimensionamiento de las mismas.

Como conclusión general se puede indicar que se dispone de una herramienta muy útil para el diagnóstico y evaluación de la evolución temporal de las instalaciones de protección de taludes en el cual se van incorporando las actuaciones en curso y las planificadas por la Dirección Insular de Carreteras del Consell de Mallorca, para la permanente gestión de su conservación. Con el diagnóstico presente hay una serie de inversiones importantes a emprender para tener las instalaciones de protección de taludes en un correcto estado de conservación. Finalmente, cabe indicar que, a la vista de las diferentes situaciones planteadas en estos últimos años con desprendimientos e incidencias muy diversas, toda esta actividad de explotación y mantenimiento de las instalaciones de protección de taludes de las carreteras de Tramuntana de Mallorca se desarrolla en permanente actualización.

REFERENCIAS

- ETAG027: Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits (2008), 53 pp. <http://www.eota.eu/>.
- Mateos, R.M.; García-Moreno, I., Azañón, J.M. and Tsige, M., 2010. La avalancha de rocas de Son Cocó (Alaró, Mallorca). Descripción y análisis del movimiento. *Boletín Geológico y Minero*, 121 (2), 153-168. Madrid.
- Mateos, R.M.; García-Moreno, I., Herrera, G.; Reichenbach, P.; Sarro, R.; Rius, J.; Aguiló, R. & Fiorucci, F. 2015. Calibration and validation of Rockfall Modeling: Mallorca (Spain). Case Study. *Landslides*. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, Germany
- ONR24810, Technical protection against rockfall - Terms and definitions, effects of action, design, monitoring and maintenance (2013), 112 pp. Austrian standards.
- Rius, J.M. y Aguiló, R., 2014. Rockfall protection structures in the Tramuntana mountain range of Mallorca (Spain). Eurock 2014, Vigo, Spain. pp 877-882.
- Rius Gibert, J.M; Aguiló, R. & Massanet, C. (2016) Rockfall risk mitigation in the Tramuntana range of Mallorca (Spain). Proceedings of the 12th international symposium on landslides, Napoli, Italy. pp 1715-1722.

METODOLOGIA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA PELIGROSIDAD Y RIESGO DE LOS TALUDES EN CARRETERAS. PLANIFICACIÓN Y GESTIÓN DE LA INVERSIÓN.

Jordi Amigó Mitjana¹, Pau Ferrer Roura² y Carles López Carreras³

¹Dr. Geólogo

Director Técnico geotecnia y riesgos naturales EURO GEOTECNICA, S.A.U

²Geólogo y técnico GIS.

FEMGIS

³Dr. Ingeniero Geólogo.

Director General EURO GEOTECNICA, S.A.U.

RESUMEN

Se trata de establecer una metodología que permita valorar de forma rápida y objetiva la peligrosidad y riesgo geológico de los taludes de una carretera.

Para cada uno de los taludes se realiza una ficha descriptiva donde se hace referencia a la situación y características del talud, altura, litología, posibles mecanismos de rotura y estimación del volumen potencialmente inestable. Con la observación y valoración de estos aspectos se determina la peligrosidad del talud. A partir de los datos de la intensidad de circulación de vehículos y la visibilidad que ofrece el talud para el usuario, se establece el valor de la vulnerabilidad, cuyo producto con la peligrosidad permite conocer el nivel de riesgo.

Estas fichas, cuyo formato puede adaptarse a las particularidades que se soliciten, también permiten la propuesta de actuaciones para la estabilización y su valoración económica. Datos de especial relevancia para la planificación y gestión de las inversiones.

1.- INTRODUCCIÓN

Una buena parte de la conservación de las carreteras está destinada a la mejora de la estabilidad de los taludes. En zonas de montaña existen un gran número de carreteras que discurren por una orografía que determina la existencia de numerosos taludes con problemas de estabilidad y su consiguiente riesgo para la circulación.

Normalmente se conocen los taludes que concentran un mayor número de incidencias, pero no se cuenta con un inventario de todos ellos que permita valorar de una forma objetiva su peligrosidad y riesgo geológico.

El objetivo principal que se persigue es la planificación a corto, medio y largo plazo de las actuaciones necesarias que se deben realizar para garantizar la estabilidad de los taludes más problemáticos, en base a unos valores objetivos de peligrosidad y riesgo. Esta planificación permite racionalizar y optimizar los recursos económicos, así como establecer una previsión y priorización de las inversiones.

2.- METODOLOGIA DE TRABAJO

La metodología de trabajo se basa en la realización de una serie de fichas que permiten recoger toda la información de forma sistemática para cada uno de los taludes, requieran o no tratamientos de estabilización posteriores, de esta manera se reconocen y quedan registrados todos los taludes de la carretera sometida a estudio.

El contenido de las fichas se puede adaptar a las necesidades de cada cliente, pero guardando una estructura básica que nos permita obtener la peligrosidad, vulnerabilidad, riesgo, los tratamientos más apropiados para minimizar el peligro o riesgo observado y realizar una primera valoración económica en la aplicación de las medidas de estabilización

El contenido de las fichas, que se presentan en las páginas finales de este artículo, es bastante similar, en el primer caso se determina la vulnerabilidad y consecuentemente el riesgo de los taludes, pero no se proponen tratamientos ni se valoran económicamente. En el segundo caso solo se evalúa la peligrosidad del talud, pero se proponen los tratamientos y su valoración económica.

2.1.- Situación y características geométricas del talud

Previamente a cualquier tipo de evaluación se debe establecer la situación y características del talud. Este primer apartado cuenta con la siguiente información:

- Identificación de la carretera, código talud o número de talud ordenado según puntos kilométricos crecientes.
- Fecha de observación.
- Pk inicio y final del talud, con indicación del margen de la carretera (derecho – izquierdo).
- Inclinación y altura máxima del paramento del talud.
- Las dimensiones de la cuenta, entendiendo la distancia entre el límite del asfalto y el pie del talud.
- Presencia de vertiente natural asociada por encima de la excavación del talud, en caso de presentar un determinado peligro.
- Existencia o no de tratamientos de estabilización previos.

2.2.- Determinación de la peligrosidad del talud

Con el fin de obtener el valor de la peligrosidad, de la forma más objetiva posible, la observación del talud se centra en los cinco factores que a continuación se detallan:

Altura. En iguales condiciones, cuanto más alto sea el talud más probabilidad de que posibles inestabilidades adquieran una mayor energía de impacto. Se establecen tres tramos de altura: menor de 5 metros, entre 5 y 10 metros y más de 10 metros.

Litología. En función de la litología la generación de inestabilidades puede ser más o menos probable. Se distinguen las litologías siguientes: roca masiva, roca alterada, alternancias de capas de distinta dureza, depósitos de ladera, coluviones y suelos.

Mecanismos de rotura. De forma simplificada se establecen los siguientes mecanismos de rotura que dan lugar a inestabilidades, pueden darse de forma individual y también de forma combinada en un mismo talud. Estos mecanismos, para nuestro caso en concreto, se han agrupado en: vuelco, cuña-planar, rotacional y disgregación. Según los tipos de terreno atravesados por los taludes objeto de estudio se pueden modificar los mecanismos de rotura para su mejor adaptación a la realidad.

Espaciado entre discontinuidades. Es un factor que nos puede determinar la porción de terreno que puede ser más susceptible de inestabilizarse, en el caso de afloramientos rocosos cuando más juntas estén las superficies de discontinuidad más pequeños podrán ser los bloques y por tanto, de entrada, menos peligrosas serán sus caídas. Se establecen los siguientes espaciados entre juntas: no apreciable, aplicable para el caso de terrenos no rocosos, entre 0,1 i 10 cm., entre 0,1 y 1 m. y mayor de 1 m.

Dimensiones inestabilidades. La estimación del volumen de terreno susceptible de inestabilizarse también es un factor a considerar en la peligrosidad del talud. Se considera como un único episodio en un punto del talud observado. Los volúmenes establecidos son: inferior a 1 m³, entre 1 y 5 m³, entre 5 y 10 m³ y superior a 10 m³.

2.3.- Calculo de la peligrosidad del talud

Para cada observación de los factores descritos se determinan unas valoraciones entre 0 y 4, entre paréntesis en la siguiente tabla. Con la suma de todas las valoraciones obtenemos el valor final de la peligrosidad.

Altura	<= 5 m (0)	5 - 10 m (1)	> 10 m (2)	
Litología	Roca masiva (1)	Roca alterada (2)	Alternancia b/d (2)	Suelos (2)
			Coluvión (2)	Depósito ladera (2)
Mecanismo de rotura	Vuelco (1)	Cuña-Planar (1)	Rotacional (1)	Disgregación (1)
Espaciado entre discontinuidades	no aprec. (0)	0,1 - 10 cm (1)	0,1 - 1 m (2)	> 1 m (3)
Dimensión inestabilidad	< 1m ³ (1)	1 - 5 m ³ (2)	5 - 10 m ³ (3)	> 10 m ³ (4)

Figura 1. Puntuaciones para cada categoría

Con la experiencia en la aplicación de esta tabla se obtienen unos valores totales de la peligrosidad que oscilan entre 4 y 12. Por convención se asignan los siguientes intervalos de puntuación para los diferentes grados de peligrosidad.

- Valores de 3 a 6: Peligrosidad baja
- Valores de 7 a 10 Peligrosidad media
- Valores de 11 a 14 Peligrosidad alta

2.4.- Determinación de la vulnerabilidad

La vulnerabilidad depende de dos factores, el volumen de tráfico que tiene la carretera objeto de estudio (Intensidad media diaria de paso de vehículos, I.M.D) y la visibilidad que ofrecen los taludes al usuario de la carretera, entendemos que, si no se da la simultaneidad de la inestabilidad con el paso del vehículo, siempre es más fácil evitar la colisión en un talud en un trazado en recta que en curva.

Para nuestro caso y después de diversos ensayos de contraste se decidió dar el mismo peso a la IMD. y al factor de visibilidad. Así pues, los valores de la vulnerabilidad son la suma directa de los valores asociados a la IMD y a la visibilidad.

Para el estudio realizado en las redes de carreteras provinciales y locales de Barcelona y Girona, se han asignado los siguientes valores a las distintas IMD observadas para cada carretera:

- De 0 a 500 vehículos/día: 0,6
- De 501 a 1000 vehículos/día: 0,7
- De 1001 a 2000 vehículos/día: 0,8
- De 2001 a 5000 vehículos/día: 0,9
- Más de 5001 vehículos/día: 1

Para determinar la visibilidad se realiza el cálculo de la curvatura de tres tramos de carretera (según figura 2):

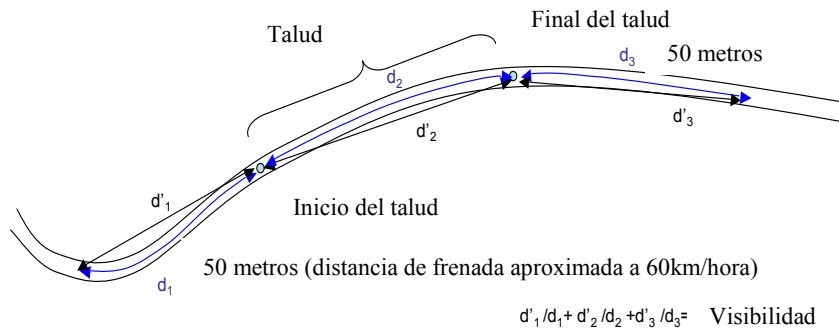


Figura 2. Esquema para el cálculo de la visibilidad.

- El tramo previo al talud. Son 50 metros de carretera anteriores al punto inicial del talud. Estos 50 metros resultan por aplicación de la distancia de frenada media aproximada de un vehículo que circule a unos 60 km/h. En este caso se calcula la visibilidad del talud para los vehículos que circulan en sentido ascendente de los puntos kilométricos. Se debe tener presente que la distancia de frenada depende del tiempo de reacción, tipo de vehículo y condiciones de la calzada, por tanto, esta distancia puede ser muy variable pero el valor de 50 metros se ha considerado el más representativo para todos los casos.
- El tramo propio del talud. Se corresponde con el tramo de carretera entre el inicio y el final del talud.
- El tramo posterior al talud. Los 50 metros posteriores a la carretera después del punto final del talud. En este caso se calcula la visibilidad de los vehículos que circulan en sentido decreciente de los puntos kilométricos.

El cálculo de la curvatura se realiza dividiendo la distancia en línea recta y la distancia entre los puntos a lo largo de la carretera.

Los valores obtenidos van de 2,33 en el caso del talud menos visible, y de 3 en el caso del talud más visible. Con el fin de dar un valor a la vulnerabilidad (suma de los valores de la I.M.D.+ los valores de la visibilidad), al valor 3 se le da una equivalencia de 0,5 (más visible y más favorable) y al valor de 2,33 una equivalencia de 1 (menos visible y más desfavorable). Entre 0,5 y 1 tenemos el resto de valores que oscilan entre 3 y 2,33.

2.5.- Valor del riesgo

El valor del riesgo, producto de los valores finales de la peligrosidad y la vulnerabilidad, para nuestro caso de aplicación en las carreteras de categoría provincial y local de Barcelona y Girona, se han obtenido valores entre 26 para el riesgo más elevado y 5,5 en el caso del más bajo. Para el resultado final del valor del riesgo se ha optado por la siguiente clasificación:

- Valores de 5,5 a 9 para taludes de riesgo bajo
- Valores superiores 9 hasta 11 per a taludes de riesgo medio
- Valores superiores a 11 para taludes de riesgo alto

2.6.- Descripción de los tratamientos existentes

En este apartado, en caso de existir tratamientos previos de estabilización, se describen y se realiza un diagnóstico sobre su estado de conservación y efectividad.

2.7.- Propuesta y estimación económica de nuevos tratamientos

En base a las necesidades de estabilización se realiza una descripción de los tratamientos que se consideran más adecuados, indicando la medición de superficies o en su caso las unidades para la aplicación de tratamientos puntuales. A partir de la tipología de tratamientos y su medición se determina el importe económico de los mismos.

2.8.- Otros datos de interés

Con el fin de completar la información de la ficha de cada talud se realizan dos fotografías que muestran el inicio del talud, según una orientación en sentido creciente de los puntos quilométricos, y el final del talud con una orientación decreciente. Finalmente se sitúa el tramo del talud sobre un plano topográfico a una escala adecuada para su identificación geográfica.

3.- RESULTADOS OBTENIDOS

A continuación, se comentan los resultados obtenidos con la aplicación de la metodología descrita, para el primer caso se aplica la ficha donde se determina la peligrosidad, la vulnerabilidad y consecuentemente el riesgo de los taludes y para el segundo caso cuando solo se evalúa la peligrosidad del talud con propuesta de tratamientos con su valoración económica.

3.1.- Modelo con determinación de peligrosidad y vulnerabilidad

El modelo de ficha que determina la peligrosidad, vulnerabilidad y el riesgo que puede generar la inestabilidad de un talud se ha aplicado en 110 carreteras provinciales y locales de la provincia de Barcelona con un total de 1.113 taludes y en 60 carreteras provinciales y locales de la provincia de Girona con un total de 1.082 taludes, con los siguientes resultados.

En la provincia de Barcelona se obtienen los siguientes porcentajes:

- Para los tres niveles de peligrosidad: Alta: 8%, Media 28% y Baja 64%
- Para los tres niveles de riesgo: Alto 15%, Medio 31% y Bajo 54%

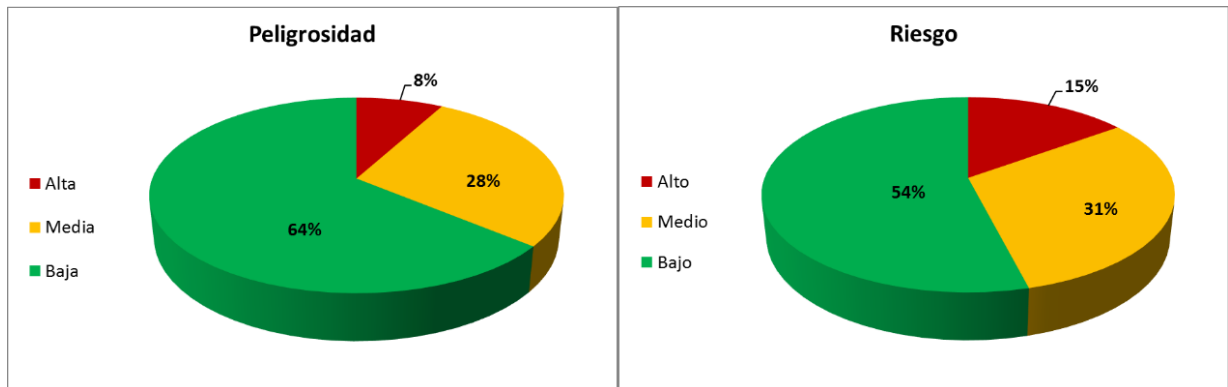


Figura 3. Distribución de los valores de peligrosidad y riesgo para la provincia de Barcelona

De estos resultados se desprende que la aplicación de la vulnerabilidad determina que una parte de los taludes con peligrosidad media y baja pasan a taludes de riesgo alto y medio, quedando un menor número de taludes con riesgo bajo si se compara con la peligrosidad.

En la provincia de Girona se obtienen los siguientes porcentajes:

- Para los tres niveles de peligrosidad: Alta: 17%, Media 47% y Baja 36%
- Para los tres niveles de riesgo: Alto 3%, Medio 46% y Bajo 51%

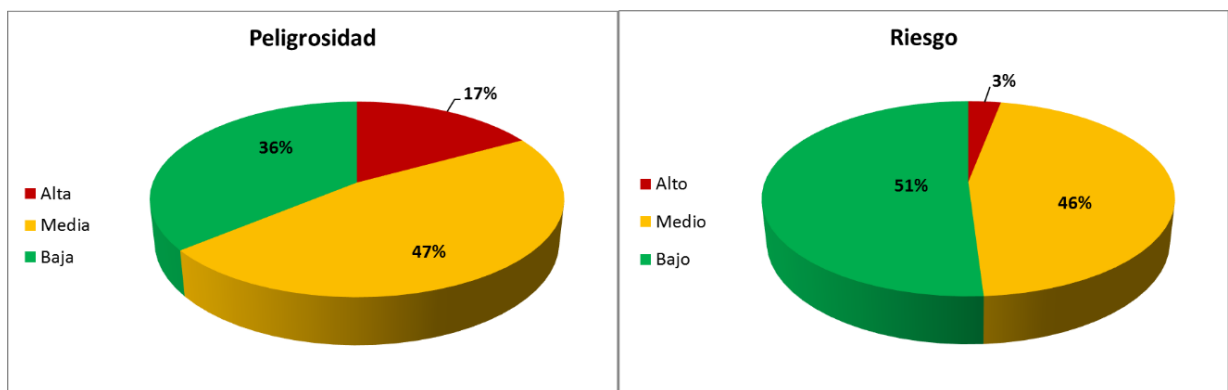


Figura 4. Distribución de los valores de peligrosidad y riesgo para la provincia de Girona

Si comparamos la peligrosidad con la red de Barcelona se observa que en la red de Girona es más elevada, esta circunstancia se debe a que la red de Girona discurre por zonas con orografía y geología más compleja (Pirineo y Pre Pirineo) que determina taludes de mayor altura con unos materiales geológicos estructuralmente complejos y más inestables, también influyen negativamente en los procesos de inestabilización la pluviometría y temperaturas más extremas de la provincia de Girona con respecto a la de Barcelona.

Contrariamente, taludes de peligrosidad alta y en menor grado de peligrosidad media, con la aplicación de la vulnerabilidad pasan a taludes de menor riesgo, aumentando el porcentaje de

taludes de riesgo bajo si se compara con la peligrosidad, esta circunstancia se atribuye a una menor densidad de tráfico en las carreteras de Girona con respecto a las de Barcelona, unido a que las carreteras con taludes más peligrosos cuentan con menos tráfico.

Con todos los resultados obtenidos y su gestión mediante una base de datos se pueden obtener listados de los taludes ordenados por su peligrosidad y riesgo, ya sea de forma individualizada por carretera analizada o de forma global. Además, también se puede establecer un orden de actuación que permite priorizar de forma objetiva las actuaciones de mejora, ya sea por anualidades o planes de intervención a más largo plazo.

3.2.- Modelo con determinación de peligrosidad, tratamientos y valoración

El modelo de ficha que determina la peligrosidad y realiza una estimación de los tratamientos con su correspondiente valoración económica se ha aplicado en la carretera de acceso a las pistas de esquí de Port Ainé, en el Pirineo de Lleida.

En esta carretera de acceso, con una longitud de 18,3 Km., se han reconocido un total de 107 taludes. Su trazado a media ladera con pendiente continua, tiene su inicio a cota 700 m. (s.n.m). y finaliza a cota 2.000 m. (s.n.m), determina una gran numero de taludes, tan solo un 12% de su trazado no discurre en talud.

Para los niveles de peligrosidad se obtienen los siguientes porcentajes, referidos a la suma de longitudes de taludes con la misma peligrosidad respecto a la longitud total de la carretera.

- Alta: 6%
- Media: 37%
- Baja: 45%
- 12% restante no tiene talud

Si estos porcentajes se reparten entre los 18,3 km. de la carretera obtenemos el siguiente reparto:

- Peligrosidad alta: 1,1 km.
- Peligrosidad media: 6,8 km.
- Peligrosidad baja: 8,2 km.
- Tramo sin taludes: 2,2 km.

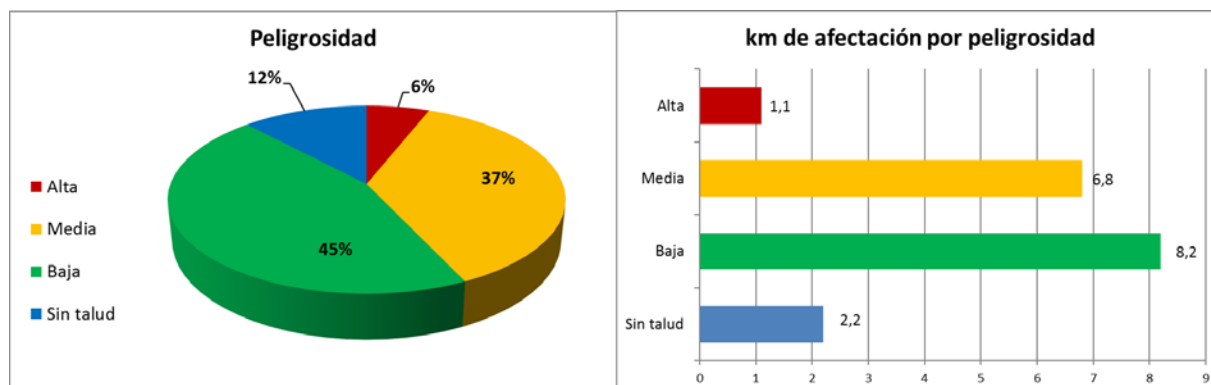


Figura 5. Distribución de los valores de peligrosidad y riesgo para la provincia de Girona

A partir de los resultados obtenidos se estimó una inversión cercana a 1.400.000 € para la mejora de la estabilidad de los taludes. Más de la mitad de esta inversión, 800.000 €, estaba destinada para los taludes de peligrosidad alta que carecían de mantenimiento y no tenían ningún tratamiento de estabilidad, para taludes con peligrosidad media la inversión estimada fue de 500.000 € y los 100.000 € restantes para los de peligrosidad baja.

Durante el año 2014 se realizaron las obras para los taludes de prioridad alta y durante el trienio 2015- 17 se espera estén completadas las obras para los taludes de peligrosidad media.

4.- CONCLUSIONES

El contenido de las fichas, que resumen la metodología a seguir, permite la rápida observación de un gran número de taludes obteniendo resultados referentes a su peligrosidad y riesgo en tiempos reducidos, optimizando costes de estudio. Existen diversas fichas mucho más detalladas que también consideramos de gran utilidad, pero de aplicación en posteriores fases de estudio con objetivos más detallados o para carreteras concretas. Los resultados obtenidos son objetivos y válidos para un primer diagnóstico del estado de los taludes, que nos permite saber dónde se concentran los principales problemas.

Se considera una herramienta útil para la planificación y gestión de la inversión destinada en la estabilización de taludes. En ningún caso la información que se obtiene es suficiente para la realización de las obras y debe realizarse el correspondiente proyecto constructivo.

REFERENCIAS

J.Amigó, J., Altimir, J. y Torreadella, J. - “Metodología para la Determinación del Riesgo Geológico por Caída de Bloques Rocosos en la Red de Carreteras de Andorra (Principado de Andorra)” –VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Barcelona, Octubre de 2009

REVISIÓN DE DESMONTES

1. Situación y características del desmonte

Fecha de observación		12/02/2014
Nº Desmonte	1	
PK inicial	0+000	100
PK final	0+100	15
Margen	Esquerra	1
Presencia de laadera asfaltada por el peligro		NO

2. Peligrosidad del desmonte

Altura	≤ 5 m (0)	$>5 \leq 10$ m. (1)	>10 m (2)	2
Ulogía	R. más viva (1)	R. alterada (2)	Coluvión (2)	2
Mecanismo de rotura	Vuelco (1)	Cuña-Planar (1)	Rotacional (1) Disgregación (1)	2
Espaciado de contenedores	No apreciable (0)	0,1 – 10 cm. (1)	0,1– 1 m. (2)	0
Dimensiones	< 1 m3 (1)	1–5 m3 (2)	5–10 m3 (3)	3
Instabilidades				9

Variación del valor de peligrosidad:
 Peligrosidad baja 7-10 Peligrosidad media 11-14 Peligrosidad alta 15-17

3.- Plano de situación



4.1. Fotografías identificativas del desmonte (inicio y final)

4.1. Sentido creciente de los Pls



This photograph shows a steep, eroded hillside with a road and a guardrail in the foreground. The hillside is covered in sparse vegetation and exposed soil. A road with a guardrail runs along the base of the slope. The road surface is visible, showing lane markings and a guardrail. The hillside above the road is steep and eroded, with some sparse vegetation. The overall scene suggests a road construction or maintenance project in a hilly area.

4.3. Relación de otras fotografías de detalle en hoja aneja

5. Descripción y estado de tratamientos de estabilización existentes

Red de triple torsión, muro de hormigón de 82 ml. x 1,5 m. de altura x 0,30 m. de grosor, barrera dinámica de absorción de impacto de 82 ml. x 2,5 m. de altura

La red de triple torsión se encuentra deteriorada en algunos puntos por efecto de los deslizamientos, la barrera dinámica también está parcialmente afectada y deformada por efecto de los deslizamientos


5. Propuesta y estimación económica de nuevos tratamientos

Se debe realizar un saneado generalizado del desmonte, limpieza de la cuneta cerca del pk 0+085, reparación y vaciado de la barrera

					medición	estimación económica
				m ²	ml	precio unitario importe
S	Saneado del desmonte	100	10	1000		4,50 €/m² 4.500,00 €
LD	Limpieza de cuneta	10				18,00 €/m³ 180,00 €
BC	Reparación de banera dinámica	Pavida azuleja ajustificar				1,400,00 €/l 1.400,00 €
M3T	Malla triple torsión	15	10	150		7,00 €/tonelada 7 x 900 = 6.300,00 €

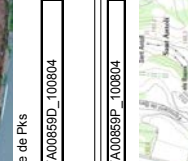
Figura 6. Ficha ejemplo de los taludes de Port Ainé.

Fotografías



TA00859C_100804


Sendito ceciente de PKs



TA00859D_100804

Sendito decreciente de PKs

Plano de situación



1085

LOS TALUDES DE LA VÍA ALÓAG-SANTO DOMINGO. EMPLEO DE DRONES PARA LA CARACTERIZACIÓN DE INESTABILIDADES

Pablo MONTALVO VILLACÍS*, Sergio SÁNCHEZ RODRÍGUEZ,
José Diego LÓPEZ VALERO†, Alberto ESTÉVEZ PASCUAL††.**

* Gerente de CONSULTRAFFIC Cía. Ltda.

** Director Técnico en GEOCONSULT Ingenieros Consultores S.A.

† Técnico Especialista en GEOCONSULT Ingenieros Consultores S.A.

†† Técnico en GEOCONSULT Ingenieros Consultores S.A.

RESUMEN

La vía Alóag – Santo Domingo de los Tsáchilas (Ecuador), construida en los años 60, es un corredor vial histórico de los que más tráfico de largo alcance aglutina en el país. Desde su construcción, se vienen detectando variadas patologías que afectan a gran cantidad de taludes.

Por ello, el Gobierno Autónomo Descentralizado de la Provincia de Pichincha, ha requerido la ejecución de varios Proyectos para la Reparación de Taludes. El objetivo, es el diseño de una serie de medidas correctoras para los taludes estudiados, que contribuyan a minimizar las afectaciones a la vía por existencia de inestabilidades.

Para el desarrollo de los mismos, se ha recurrido al empleo de medios novedosos (vehículos autónomos aerotransportados –drones–), que han servido para el desarrollo de técnicas especiales, tales como el sistema LIDAR (realización de mapas topográficos y modelados tridimensionales del terreno), o el monitoreo de bloques (mediante la ayuda de equipos de escalada).

1. PROBLEMÁTICA DE LA ACTUACIÓN.

Durante 2014 y 2015 se sucedieron diversos episodios de extrema gravedad (generalmente asociados a episodios de fuertes lluvias), que fueron dando lugar a diversos inventarios de puntos críticos a lo largo de la carretera Alóag – Santo Domingo.

Dentro del contrato acometido por los autores de esta publicación, como primera actividad que ayudara a enfocar el alcance de investigaciones sucesivas, se efectuaron varios recorridos por técnicos especialistas, a partir de los cuales se inventariaron con mayor detalle los taludes presentes en la misma, comprobando su problemática de forma individualizada.

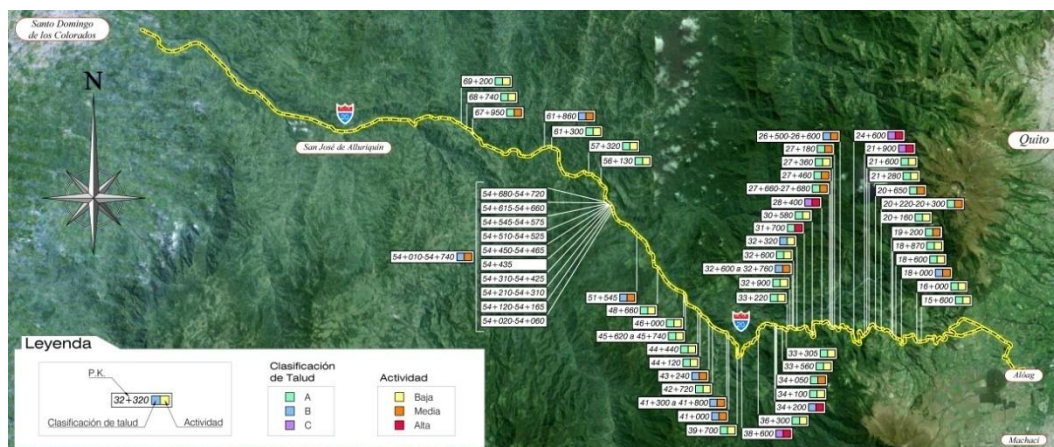


Figura 1. Vía Alóag – Santo Domingo. Localización de los 51 taludes conflictivos.

Tras este inventariado previo, se verificó la existencia de 51 taludes conflictivos, que fueron categorizados según su nivel de riesgo en “Taludes de problemática muy baja” (Tipo A0, 10%), “Taludes de problemática baja” (Tipo A, 65%), “Taludes de problemática media” (Tipo B, 18%) y “Taludes de problemática alta” (Tipo C, 8%). Los fallos más comunes, se presentan en el Gráfico N° 1, observándose que los mecanismos más recurrentes fueron los debidos a caídas de bloques y desprendimientos, seguidos de flujos de lodos (mud flows) y derrubios (debris flows).

Nivel de riesgo	Nº Taludes	Porcentaje
A0	5	10%
A	33	65%
B	9	18%
C	4	8%
	51	100%

Tabla 1. Niveles de Riesgo detectados.

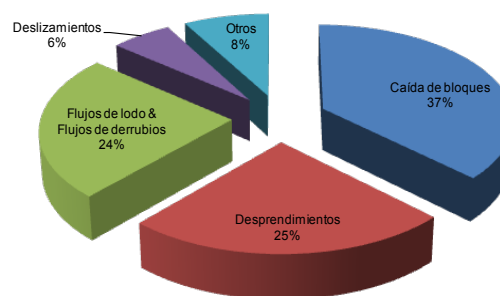


Gráfico N° 1 Tipología de fallos producidos.

Lógicamente, el trabajo inicial de detección y categorización de puntos críticos, se acompañó de la realización fichas pormenorizadas de cada sector.

2. TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN.

Una vez reconocida la tipología de fallos producidos, se abordó la planificación de las técnicas de investigación más indicadas para cada nivel de riesgo identificado. Así, para el estudio de los taludes, se han usado las siguientes Técnicas de Investigación:

Técnicas genéricas (comunes a todos los taludes)	Técnicas específicas (1) Todas las anteriores + Específicas Taludes Tipo B	Técnicas específicas (2) Todas las anteriores + Específicas Taludes Tipo C
Visita técnica	Topografía de detalle mediante sistema LIDAR	Vuelos de inspección
Inventario de taludes	Cartografía geológica	Modelado tridimensional
Estaciones geomecánicas	Investigación geofísica	Monitoreo de bloques inestables

Técnicas genéricas (comunes a todos los taludes)	Técnicas específicas (1) Todas las anteriores + Específicas Taludes Tipo B	Técnicas específicas (2) Todas las anteriores + Específicas Taludes Tipo C
	Calicatas y taladros	Sondeos mecánicos a rotación
	Back Analysis	Ensayos de laboratorio
		Inclinometría

Tabla 2. Técnicas de investigación utilizadas

Dado lo abrupto del terreno, para la ejecución de parte de las medidas anteriormente citadas, cabe destacar -por su especial relevancia- el uso de **drones**, que sirvieron para:

- Operar con el sistema LIDAR con el objeto de:
 - Obtención de Topografías de Detalle.
 - Modelado Tridimensional
- Ejecución de Vuelos de Inspección de inestabilidades, que se demostraron vitales dada la inaccesibilidad de algunos puntos y el fuerte potencial de caída de bloques o derrubios existente en numerosos casos.

El sistema LIDAR (Light Detection and Ranging), se usó en zonas de complicada orografía y difícil acceso. Para ello, se instaló éste en un aparato dron -de la marca DJI, equipado con vuelo inteligente automático y con una autonomía de 15 minutos-, que permitió el reconocimiento del área seleccionada con total seguridad, visualizando ésta a través de un receptor de datos emplazado en una zona accesible y segura. Su precisión fue de 2.5 mm, más que suficiente para este tipo de trabajos. Es un sistema que permitió obtener una nube de puntos del terreno, tomándolos mediante un escáner láser (ALS). Para realizar este escaneado, el aparato se apoyó en un sistema GPS diferencial, un distanciómetro y un sensor inercial de navegación (INS).



Figura 2. Receptor de datos (visor) y puesta en marcha del dron y para el reconocimiento del terreno mediante láser

Para el procesamiento de la información, se volcaron los datos a un soporte informático, en el que se triangulaban las nubes de puntos y se modelaron las curvas de nivel en 2 y 3D, permitiendo digitalizar el terreno. Estas

digitalizaciones, fueron de gran ayuda de cara al levantamiento geológico y estructural de las zonas de estudio.

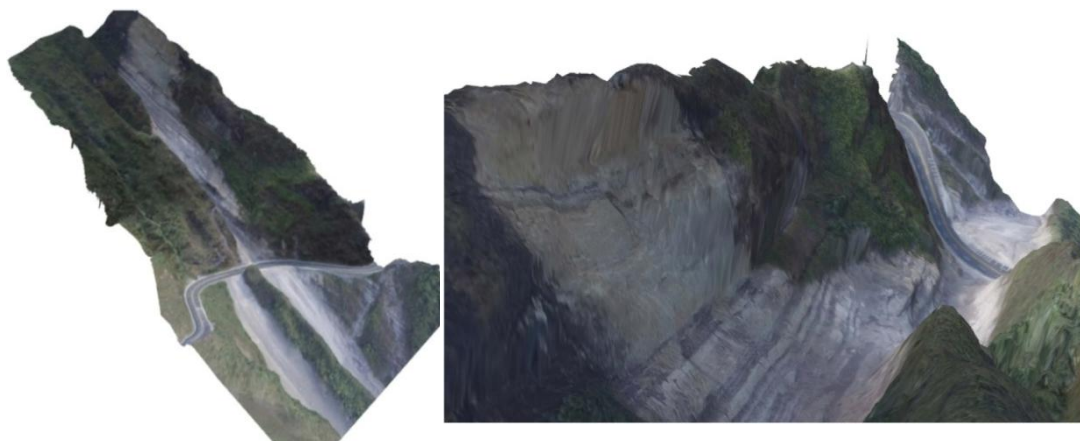


Figura 3 . Talud 28+400. Modelado tridimensional del terreno. Perspectivas desde el E (izda.) y desde el S (Dcha.)

A través de los Vuelos de Inspección, se ha conseguido visualizar la problemática de los distintos taludes en todo su conjunto, puesto que por un lado permitió observar con detalle las diferentes patologías que afectaban al talud, y por otro, dimensionar los macizos rocosos. Por lo general sea requerido de 2 ó más vuelos de inspección por talud, programándose las posteriores inspecciones desde gabinete, tras analizar los resultados de las inspecciones generales y lo observado en campo. Por autonomía de los equipos, la duración de los vuelos no podía superar los 15 minutos, puesto que de lo contrario, se corría peligro de perderlos. El aparato, iba equipado con una cámara de alta resolución FC300X, capaz de tomar de forma simultánea imágenes cada 5 segundos y vídeos HD 2,7K.



Figura 4. Talud 28+400. Vistas cenitales de la zona de desgarre (panorámica y de detalle).

El monitoreo de bloques inestables en el tiempo, ha sido otra técnica empleada en este tipo de trabajos. Para ello, se definieron aquellos bloques susceptibles de desprenderse. Una vez localizados éstos, se desplazaron hasta las cabeceras de los distintos deslizamientos un equipo especialista en escalada, que realizó la instalación de las pertinentes dianas. Con éstas ya instaladas, se estudió su evolución en el tiempo.



Figura 5. Talud 21+900. Instalación de dianas para monitoreo de bloques inestables y dimensionado de bloques a partir de la topografía.

3. PUNTOS SINGULARES.

Dentro de los 51 puntos estudiados a lo largo del corredor, destacan 4 de ellos por sus dimensiones, complejidad y sensibilidad, y por el riesgo potencial que conllevan para las personas. Éstos, fueron:

3.1. SECTOR CRÍTICO DEL P.K. 21+900

Se trata de un talud ubicado en el tercio inicial de la traza. Tras un evento de fuertes lluvias, en febrero de 2014, ocurrió un derrumbe de gran volumen de material sobre la vía, afectando a ésta de forma total, interrumpiendo el tráfico durante varios días. El balance final, fue de un fallecido, e importantes daños materiales.



Figura 6. P.K. 21+900. Bloques volcados sobre la vía (Imagen por cortesía del Ing. Hugo Orbea) y estado actual del escarpe.

El corte geológico del talud en este sector, está formado de techo a muro por un paquete de ceniza (Cangahua) procedente del Cotopaxi, que tapiza a una colada andesítica y un paquete piroclástico basales, provenientes del volcán Corazón.

De los materiales anteriormente citados, fue el nivel de colada andesítica el que fue objeto de estudio detallado, ya que generaba un escarpe vertical que volaba sobre la carretera. Aparecía muy fracturado, con planos cuya orientación preferencial, era prácticamente vertical. En este punto, el lixiviado a través de las fracturas verticales de la colada andesítica, la meteorización de las juntas y la disyunción columnar producida en el macizo rocoso, generaron un vuelco del

material de grandes bloques caídos sobre la carretera. El esquema de fracturación que presentó el macizo rocoso, se muestra a continuación en la Figura 6. Lógicamente, los principales esfuerzos en este sector estuvieron encaminados a definir la forma y dimensiones de los bloques potencialmente inestables.

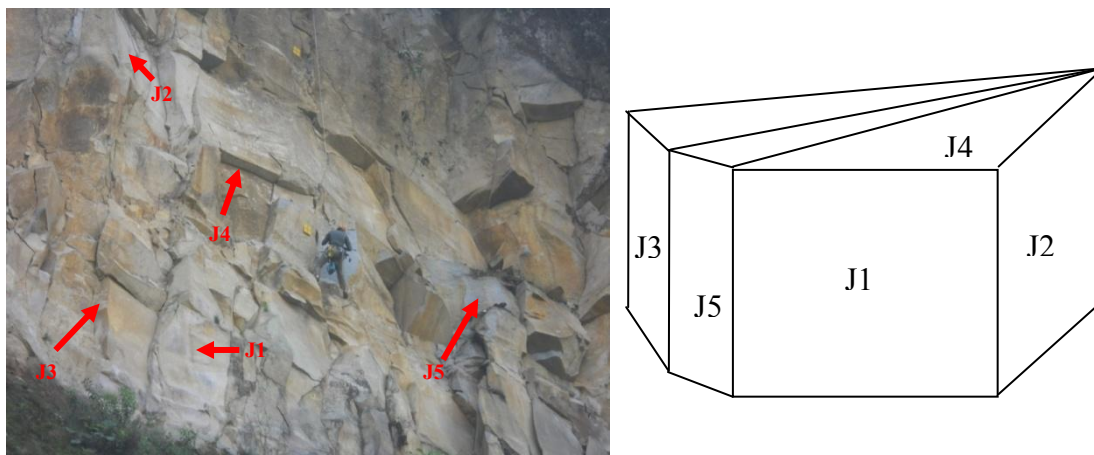


Figura 7. P.K. 21+900. Estratificación principal y esquema de fracturación secundarias del macizo rocoso.

La orientación y persistencia de las juntas observadas en los levantamientos geomecánicos realizados, ayudaron a delimitar un tamaño medio de bloque de 3x3x2 m. Estas apreciaciones, fueron corroboradas por la inspección mediante vuelo dron que se realizó en este punto, que resultó de vital importancia de cara a realizar un análisis pormenorizado del punto crítico.

A partir de los anteriores trabajos de caracterización, se ha diseñado una batería de medidas de estabilización, consistentes en un saneo previo de todos aquellos bloques inestables, para pasar a continuación a la instalación de una malla de alta resistencia, pre-tensada previamente y anclada mediante pernos de acero de alta capacidad de 35 mm de diámetro y 6 m de longitud, en malla de 1,90 x 1,90 m. Finalmente, estas actuaciones se deben completar con la reordenación del drenaje al pie del frente rocoso, para evitar los flujos de detritos a la calzada.

3.2. SECTOR CRÍTICO DEL P.K. 24+600

En este sector, la vía discurre a media ladera, intersectando una pendiente con unos 45 - 50° de inclinación y unos 300 m de altura media. Aparecía dividido en dos zonas con problemática totalmente diferenciada. El tercio superior, correspondía a un deslizamiento de génesis compleja, ya que dentro de la masa deslizada, se podían distinguir dos tipos de materiales re-movilizados: la parte más superficial del deslizamiento, compuesta por suelos y por sustrato alterado, y la parte interna del mismo, que afectaba al sustrato rocoso sano, con cierto grado de meteorización. Por otra parte, Los dos tercios inferiores, presentaban frecuentes flujos de derrubios a favor de pendiente en esta parte de la ladera.

Para la caracterización de este sector, se recurrió nuevamente a inspecciones con drones para complementar los trabajos de cartografía geológica y delimitar adecuadamente un área de difícil acceso por la abundante vegetación. Dichos vuelos sirvieron igualmente para elaborar los levantamientos topográficos. Esto se

complementó con perforaciones y sondeos.



Figura 8. P.K. 24+600. Modelado tridimensional del terreno. Perspectiva fronto-lateral del talud.

Tras la investigación geotécnica acometida y los pertinentes análisis de estabilidad, se concluyó que la estabilización del deslizamiento de cabecera (de 600.000 m³ estimados), solo podría lograrse mediante una leve mejora del factor de seguridad, por medio de la retirada del peso de la cabecera del desmonte y deprimiendo la capa freática. Para deprimir el nivel freático, se planteó la ejecución de una serie de pozos drenantes, unidos mediante colectores de conexión, y la instalación de drenes sub-horizontales de entre 20 y 28 m de profundidad.

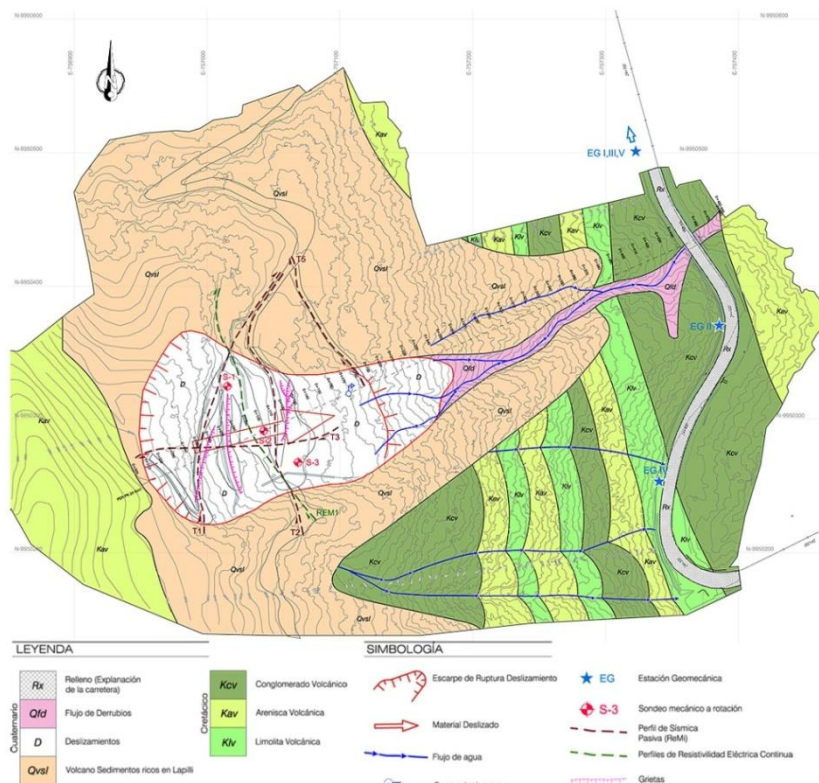


Figura 9. P.K. 24+600. Planta geológica.

Para la prevención de los Flujos de derrubios, se planteó la instalación de 2 barreras anti debris-Flow a lo largo del canal de descarga, que deberán instalarse perpendicularmente a éste. Estas barreras, se han diseñado de 4 m de altura y 6-8 m de longitud. Su resistencia mínima al impacto prevista, es de 80 kN/m².

3.3. SECTOR CRÍTICO DEL P.K. 28+400

En Abril de 2015, ocurrió un evento de gran magnitud en el sector conocido como Tatatambo, con afección total a la vía. El balance final, fue de 3 fallecidos y 7 heridos, a lo que hay que contabilizar los cuantiosos daños materiales.

En esta zona, el macizo está formado por una formación volcano-sedimentaria constituida por una alternancia de limolitas, areniscas y conglomerados volcánicos, fuertemente plegada con buzamientos hacia el W y con 4 fracturas paralelas de dirección NNW-SSE. Además, existen numerosas familias de discontinuidades menores.

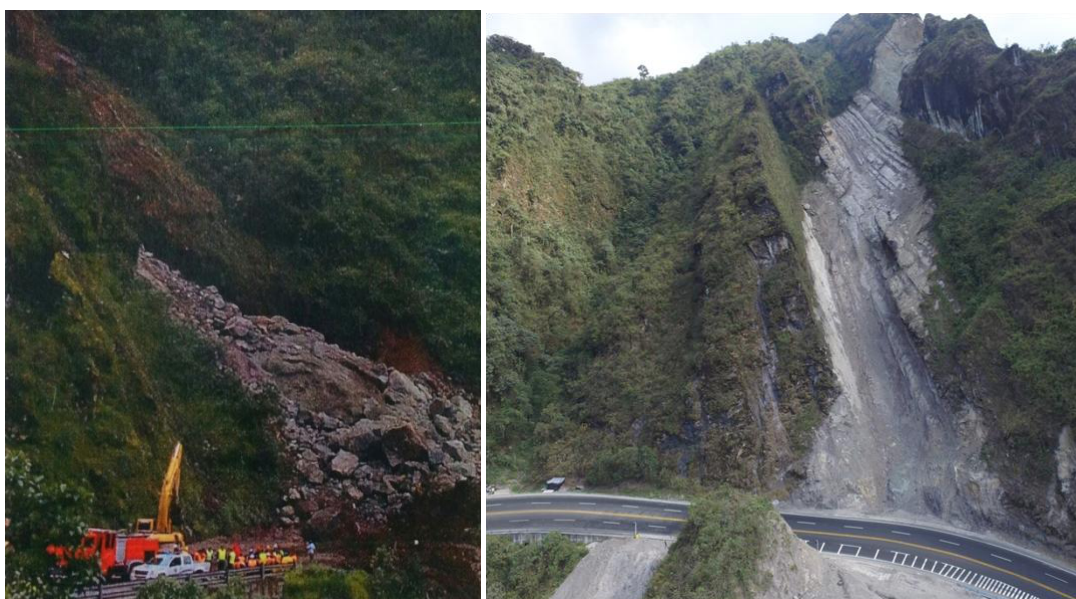


Figura 10. P.K. 28+400. Caída de material sobre la vía (Abril de 2014) -imagen por cortesía del Ing. Hugo Orbea- y vista actual del talud (Junio 2016).

Los planos que buzaban hacia el norte son a través de los cuales se ha producido el derrumbe que afectó a la carretera y causó daños físicos y materiales. Este evento generó 20.000 m³ de material caído sobre la vía. Como consecuencia del deslizamiento se produjo también un importante desgarre hacia la coronación del talud; seguramente las importantes precipitaciones aceleraron el proceso de fallo. El tiempo y la circulación de agua a favor de fracturas favorecieron la alteración de los planos de discontinuidad, desencadenando el proceso.

Puesto que el acceso a pie a amplios sectores del talud era inviable, se realizaron varias inspecciones mediante vuelo dron (tres en total), comprobándose la existencia de cuatro fracturas de gran extensión y profundidad, que recorrían el talud en toda su longitud, generando bloques de dimensiones inabordables para poder ser fijados al terreno o saneados (Figura 11). Además, se apreciaron varios bloques sueltos de grandes dimensiones (4m³) que suponen un riesgo muy importante para el tráfico rodado en caso de caída (por lluvias importantes, o arrastres por flujos de lodos) y que ya han alcanzado la vía durante el desarrollo del estudio (figura 12). Además, se observaron las dimensiones y estado del bloque relicto de coronación, comprobándose su precaria estabilidad (figura 13); así como el potencial riesgo de deslizamiento a medio-largo plazo del bloque de dimensiones decamétricas del flanco Oeste (Figura 4).



Figura 11. Fracturas recorriendo el talud y vista de detalle de una de las fracturas.



Figura 12. Agosto de 2016. Bloques sueltos sobre el talud. Abril de 2017. Mismos bloques, sobre la vía.



Figuras 13 P.K. 28+400. Vistas fronto cenital y lateral del bloque relicto existente en coronación.

Tras los análisis cinemáticos de diferentes sectores del talud, se realizó un análisis de desprendimiento de rocas, comprobando que las energías generadas y trayectorias asociadas eran inabordables cuando se aproximaban a la vía. Sin embargo, cerca de las áreas fuente, éstas eran muy inferiores, por lo que resultaba efectiva la implementación de barreras dinámicas y anti debris flow cerca de las áreas fuente. En este sentido, se efectuó un análisis paramétrico para evaluar las localizaciones óptimas de las barreras a lo largo de la ladera, según las zonas fuente de posibles bloques. No obstante, dado que el riesgo de fallo general en este talud era elevado e implicaba bloques de dimensiones no abordables mediante soluciones convencionales, las medidas propuestas han ido encaminadas en dos direcciones: a corto plazo, implantación de medidas paliativas, de cara a minimizar

daños frente a otro evento catastrófico. Estas medidas consistieron en voladuras localizadas, mallas antidebris-flow y barreras dinámicas próximas a zonas fuente. A largo plazo, abandono definitivo de la vía y construcción de una nueva variante en túnel, debido al mal estado general de talud, que sigue degradándose progresivamente, presentando evidencias de venirse de nuevo abajo.

3.4. SECTOR CRÍTICO DEL PK 41+300 a 41+800

Sector en el que se ubica el actual túnel de Chisinche, por el que circula el tráfico rodado en sentido Quito, mientras que el antiguo trazado, conforma el by-pass exterior objeto de la problemática, por el que se circula en sentido Santo Domingo.



Figura 14. P.K. 41+300 a 41+800. Vista panorámica del talud a partir del modelo tridimensional.

La problemática principal de este tramo, radica la caída de bloques de orden decimétrico a métrico, prácticamente sólo por gravedad, sobre la vía, desde alturas que llegan a alcanzar hasta 60 m, tal como se observa en la siguiente imagen:



Figura 15. P.K. 41+300 a 41+800. Sector 4. Bloques desplomados sobre la vía.

Tras realizar análisis de tipo cinemático del talud, se realizó un análisis del desprendimiento de rocas, para evaluar las diferentes energías y bandas de impacto esperadas durante la de caída de bloques. Para ellos se empleó el programa Rocfall de Rocscience.

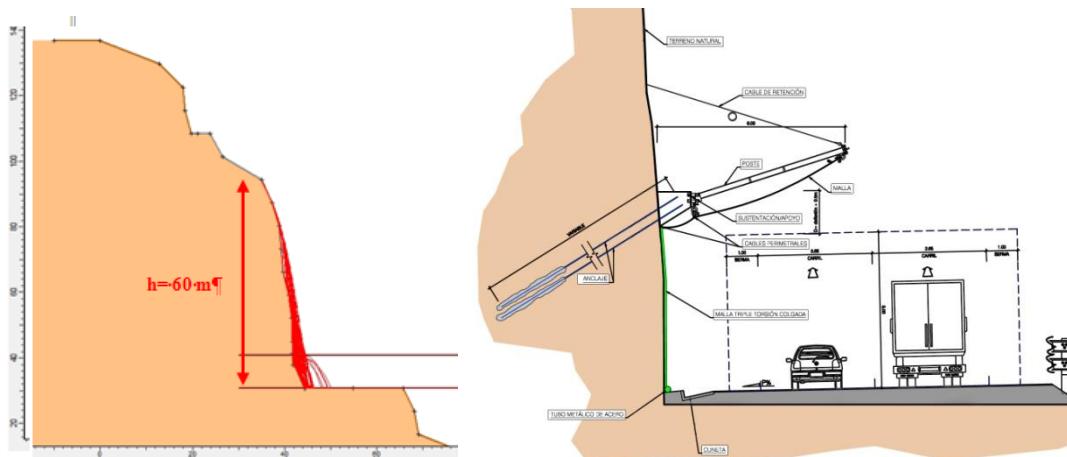


Figura 16. P.K. 41+485. Perfil del talud y trayectorias posibles (Volumen de bloque movilizado: 1.02 m^3 . $H_{\text{caída}}: 60 \text{ m}$), y sección tipo adoptada.

Para los análisis, se dividió el tramo en 4 sectores de entre 120 y 200 m de longitud, delimitando 7 puntos potencialmente generadores de bloques. Partiendo de las estaciones geomecánicas realizadas a lo largo del tramo y de las inspecciones con dron, se delimitaron unos tamaños de bloque comprendidos entre 0.50 y 1.75 m^3 . Con esos datos, se obtuvieron unos niveles de máxima energía de caída nominales que oscilaban entre los 1000 y 3000 kJ según sectores, generando unos anchos de banda de impacto de entre 4 y 6 m, por lo que finalmente y tras un estudio técnico-económico de posibles alternativas se optó por diseñar las barreras de protección con una longitud de 6 m, anchura suficiente para la protección de los dos carriles de bajada a Santo Domingo.

Puesto que éstas deben estar a una altura tal que la deflexión producida por la caída de material no llegue a afectar al tráfico rodado, complementariamente se recomendó la instalación de mallas de triple torsión desde dicha altura hasta el pie del talud, para que el material que se desprenda en dichos tramos, sea guiado de forma efectiva hasta el pie del mismo, algo necesario dada la fracturación en la zona del pie y la ausencia de cunetón.

4. CARACTERÍSTICAS DE LAS MEDIDAS CORRECTORAS PROPUESTAS.

Tras el análisis de los 51 taludes estudiados, se puede tener una idea general de la totalidad de medidas correctoras propuestas en las diferentes actuaciones del corredor.

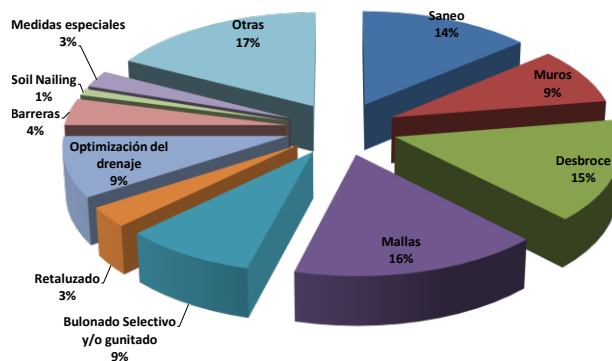


Gráfico N° 2 Medidas correctoras propuestas.

Como se puede comprobar, mediante mallas de triple torsión o cables y refuerzos de pernos se solucionaron la mayor parte de casos; siendo significativo el hecho de que un mantenimiento periódico (saneos, desbroces, etc.) puede minimizar el número de incidentes anuales en una vía de estas características.

5. CONCLUSIONES.

La vía Alóag – Santo Domingo, presenta gran número de taludes con distinto grado de susceptibilidad y diferentes problemáticas. Para el estudio de los mismos, se han utilizado técnicas novedosas en el campo de la geotecnia, como el uso de drones (para obtener topografías de detalle y modelos tridimensionales), o el monitoreo de bloques inestables (tras instalación de dianas de control).

Tanto en los 4 puntos singulares de espacial relevancia (PK 21+900, PK 24+600, PK 28+400 y PP.KK. 41+300 a 41+800) con afecciones severas sobre la vía, como en buena parte del resto de sectores de cierta sensibilidad, el empleo de drones se ha revelado como una técnica crucial para emitir diagnósticos fiables, así como para complementar la toma de datos básicos para el diseño, como son la topografía y los levantamientos geológicos y geomorfológicos.

6. AGRADECIMIENTOS.

El presente artículo, no hubiera sido posible sin la colaboración del *Gobierno Autónomo Descentralizado de Pichincha* y todo su personal implicado en el proyecto, que en todo momento han prestado la ayuda necesaria para la correcta ejecución de los trabajos, acceso a la información disponible, despliegue de medios, etc.

Finalmente, no debemos dejar pasar la ocasión para agradecer al Prof. Doctor D. José María Rodríguez Ortiz el esfuerzo y colaboración prestados al inicio de los trabajos, de cara al enfoque de los diagnósticos y desarrollo de una sistemática de trabajo que resultaron cruciales.

REFERENCIAS

- Lambert, S., Nicot, F., 2011. Rockfall Engineering. WILEY; ISTE. 435 PP..
- Medhurst, T., De Roma, P., Samuel, B. And Wakeford, S. Rockfall Protection at Barron Gorge Road.
- Peila, D., Ronco, C. D., 2009. Technical Note: Design of rockfall net fences and the new ETAG 027 European guideline. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 9, 1291–1298
- Rickenmann, D., 1999. Empirical Relationships for Debris Flows. Natural Hazards 19: 47–77, 1999
- Volkwein, A., Wendeler, C., and Guasti, G. Design of flexible debris flow barriers. Italian Journal of Engineering Geology and Environment – Book: 1093-1100.
- Wendeler, C., Volkwein, A., Roth, A., Denk, M. and Wartmann, S. Field measurements and numerical modelling of flexible debris flow barriers.
- Wyllie, D., Rock Fall Engineering., 2014. CRC Press. 270 pp.
- Austrian Standards Institute & Austrian Service for Torrent, Avalanche and Erosion Control, 2013. ONR 24810 Technical protection against rockfall (Terms, definitions, effects of actions, design, monitoring and maintenance)
- Brunet, G., 2012. Guide for Rockfall Fences.

EL DESLIZAMIENTO DE PICO DE NAVAS (BURGOS, ESPAÑA): UNA ROTURA CAUSADA POR LA FLUIDIFICACIÓN DE ARENAS CAOLINÍFERAS DE LAS FACIES UTRILLAS

**Eugenio SANZ-PÉREZ*, Ignacio MENÉNDEZ-PIDAL*, Alejandro LOMOSCHITZ† y
Rubén GALINDO-AIRES***

** Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Politécnica de Madrid, España.
esanz@caminos.upm.es; impidal@caminos.upm.es; rubenangel.galindo@upm.es*

*† Departamento de Ingeniería Civil
Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles.
Universidad de Las Palmas de Gran Canaria, España.
e-mail: alejandro.lomoschitz@ulpgc.es*

RESUMEN

El deslizamiento de Pico de Navas (Burgos, España) fue un movimiento rotacional de gran magnitud, que involucró $50 \times 10^6 \text{ m}^3$ de rocas. Los objetivos de este trabajo han sido: (1) caracterizar el deslizamiento a partir de la geología, los elementos geomorfológicos y los parámetros geotécnicos; y (2) obtener un modelo geomecánico que permita explicar adecuadamente la rotura, teniendo en cuenta la topografía, previa y posterior al movimiento, y las condiciones hidrogeológicas y geomecánicas.

Además, se ha deducido que el deslizamiento ocurrió en el Holoceno reciente o medio, ciertamente antes del 500 a.C y probablemente durante un periodo climático húmedo. En referencia a su actividad, el deslizamiento de Pico de Navas es considerado inactivo, e incluso un deslizamiento relicto. Por sus dimensiones, características y mecanismo de rotura propios constituye un caso de estudio particular.

Palabras clave:

Deslizamiento rocoso, Cordillera Ibérica, facies Utrillas, Cretácico, simulación numérica.

1. INTRODUCCIÓN

El depósito del deslizamiento de Pico de Navas (Burgos, España) se encuentra bien conservado y llama la atención en el relieve por el contraste que existe entre los materiales superiores, esencialmente calcáreos y duros, y los inferiores, esencialmente arenosos y más deleznales. A primera vista, pareció sufrir un movimiento rotacional de gran magnitud. Las causas probables del deslizamiento deben estar relacionadas con las propiedades geomecánicas de las facies Utrillas del Albense (Cretácico Inferior) y las condiciones hidrogeológicas en la zona, que pudieron facilitar el movimiento.

De hecho, un número considerable de construcciones civiles a lo largo de la Cordillera Ibérica han sido afectadas por el comportamiento inestable de estas facies, y han causado la rotura de numerosos taludes, principalmente después de periodos de lluvias (Menéndez-Pidal, 2006).

2. CONTEXTO GEOLÓGICO Y GEOMORFOLOGICO

La Sierra de Navas (Burgos) forma parte del extremo oriental del macizo del Cañón del río Lobos. Este incluye materiales del Cretácico de la Cordillera Ibérica del norte y centro peninsular.

Esta sierra tiene una forma de “proa de barco” invertida, también característica de otras zonas de la región y en cuyos puntos topográficos superiores las formaciones geológicas están bien preservadas y su estratigrafía bien expuesta. El Pico de Navas (1.351 m) constituye el punto superior de la Sierra de Navas y también el punto más elevado del escarpe superior de un extenso deslizamiento gravitacional que se desplazó hacia el NO (Figura 1).

3. CARACTERÍSTICAS Y DIMENSIONES DEL DESLIZAMIENTO

Las características del deslizamiento están muy condicionadas por las estructuras geológicas y por aspectos hidrogeológicos. Por un lado, el deslizamiento se produjo en la zona axial de un sinclinal, que además tiene una serie de fallas paralelas de dirección SW-NE, normales al eje del sinclinal. Por otro lado, las condiciones hidrogeológicas debieron tener una influencia directa en el movimiento, afectando a la superficie de rotura y también facilitando la erosión y avance del pie.

La superficie reducida (en planta) del deslizamiento tiene unos 1,25 km de ancho por unos 0,8 km de longitud promedio, es decir, alcanza 1 km² de extensión. La superficie afectada por el deslizamiento puede dividirse en tres zonas: superior, media e inferior; de 0,15; 0,65 y 0,2 km², respectivamente. (a) La zona superior tiene un escarpe principal, de 60-70 m de alto y unos 1.600 m de longitud. En superficie este escarpe coincide con la cicatriz principal superior del deslizamiento; (b) la zona media incluye laderas de pendientes medias (10°-15°), cicatrices secundarias y varios lóbulos de deslizamiento; y (c) la zona inferior, constituye el pie del deslizamiento, con un amplio frente semicircular y de baja pendiente (<5°) (Figura 2).

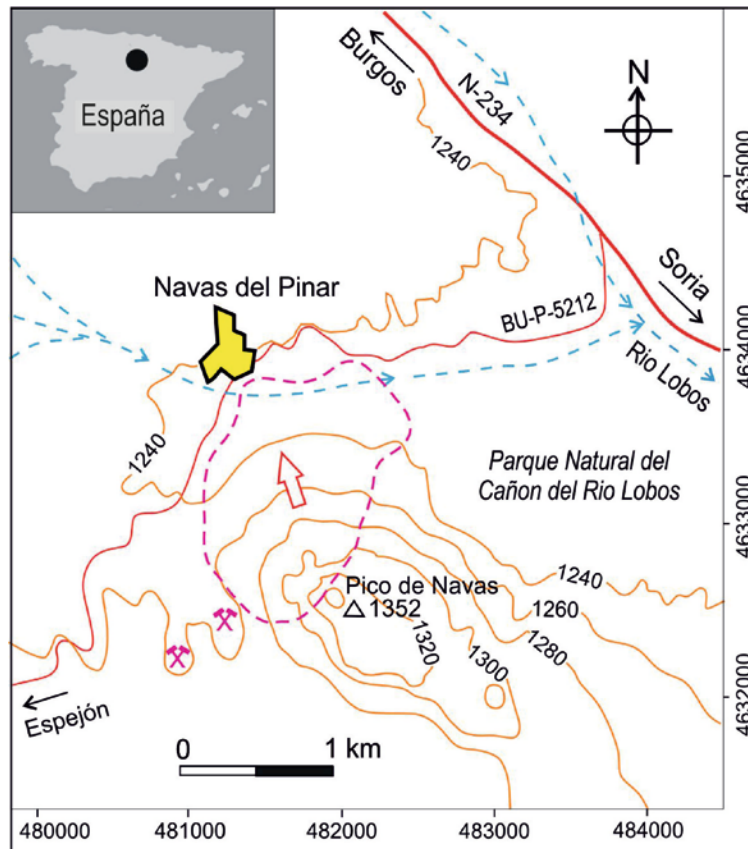


Figura 1. Mapa de situación del deslizamiento de Pico de Navas, Burgos, España.

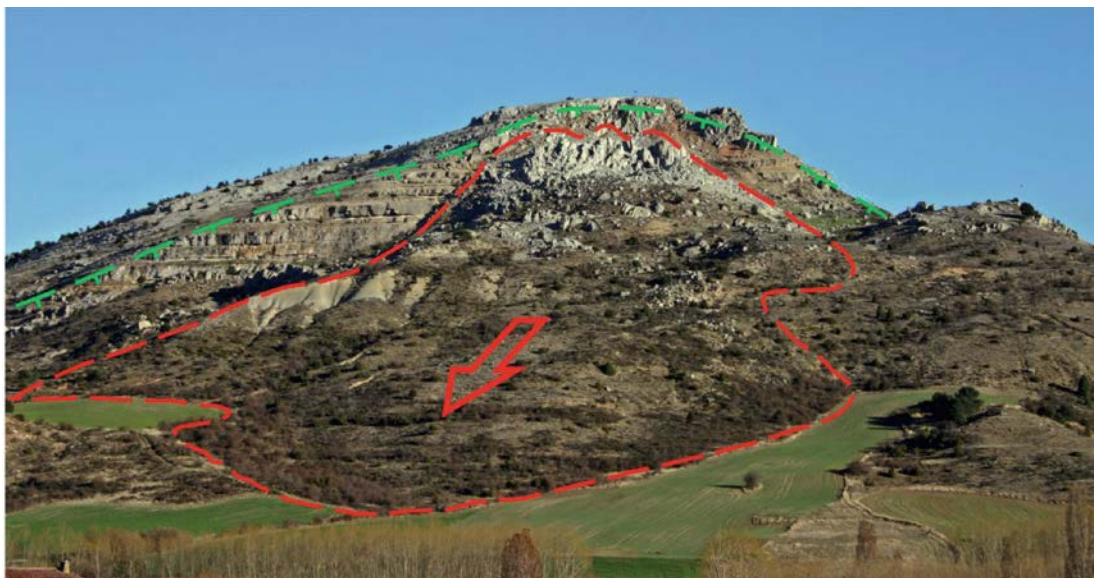


Figura 2. Vista frontal del deslizamiento de Pico de Navas desde el Norte, mostrando el escarpe principal (en verde) y el contorno de la masa deslizada (en rojo) que tiene unos $50 \times 10^6 \text{ m}^3$ de volumen.

Las dimensiones principales de la masa deslizada, de acuerdo a la terminología de Dikau et al. (1996), son: 1.280 m de anchura, 1.030 m de longitud y 153 m de profundidad de la superficie de deslizamiento. La longitud total del deslizamiento alcanza los 1.030 m, según medidas directas en campo.

4. PROPIEDADES Y PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

La capa inferior de la sección estratigráfica de Pico de Navas tiene espesores de 100-150 m y está compuesta de arenas limosas y arcillosas del Albiense (facies Utrillas), que constituye la unidad superior del Cretácico Inferior (Figura 3). Por encima, hay principalmente capas de margas y calizas del Cretácico Superior, de mayor dureza y resistencia que los materiales de la capa inferior.



Figura 3. Capa del Albiense (facies Utrillas), densamente fracturada, al SW de la masa deslizada. Los niveles blancos en ocasiones alcanzan en su composición el 40% de Caolinita.

Fueron tomadas 10 muestras en una zona próxima al deslizamiento, que representaran la variedad litológica de la capa con facies Utrillas. Se agruparon en los siguientes tipos: 5 de arena arcillo-limosa, de color gris a marrón; 3 de arena limosa blanca; 1 de arena arcillo-limosa roja, con niveles cementados de gravas. Estas muestras no reaccionaron al ataque del ácido clorhídrico, indicando bajo contenido en carbonatos, y tampoco contenían materia orgánica. De los análisis granulométricos se concluye que en la zona del deslizamiento las facies Utrillas básicamente consisten en limos y arenas con algo de arcillas. El contenido de finos (limos + arcillas) es alto (77,08% de media) si bien el contenido de arcillas es generalmente bajo. No obstante, en algunos casos alcanza el 11%, e incluso el 43%, cuando el contenido en Caolinita es alto. En cualquier caso, debe haber una considerable influencia de las partículas finas en el comportamiento geomecánico de este tipo de suelo, pues su contenido es >35%.

Los parámetros de plasticidad indican que la fracción fina de los suelos está en el campo CL-ML de la clasificación de Casagrande (arcillas y/o limos de baja plasticidad). El Índice de fluidez indica consistencias solida a plástica, según la humedad, y los valores de Actividad tienen un amplio rango de valores (0,2-2,21), mostrando una expansividad potencial de baja ($A < 0,5$) a alta ($A > 1$), que depende principalmente del contenido de arcilla de cada muestra.

Como la unidad de facies Utrillas en detalle consiste en una sucesión de niveles sedimentarios, de espesores decimétricos a métricos y de varias litologías, resulta difícil obtener parámetros geotécnicos de la unidad en su conjunto. Por ello, fueron escogidas muestras de cuatro litologías comunes y fueron obtenidos sus parámetros geotécnicos mediante ensayos de laboratorio (Tabla 1).

Muestra	Descripción	%	δ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)
4	Arena limosa	20	20	27.5	10
5	Arena con gravas ligeramente cementadas	10	19	38	15
6	Arena limosa algo arcillosa	50	23	22.24	35
7	Limo arcillo-arenoso	20	20	12.74	48

Tabla 1. Parámetros geotécnicos básicos de la unidad Utrillas en Pico de Navas. %: indica la proporción aproximada de cada tipo de suelo presente en la sección estratigráfica local (Sanz-Pérez et al., 2016).

El peso específico varía entre 19 y 23 kN/m³; los ángulos de fricción entre 13° y 38° y la cohesión entre 10 y 48 kN/m². Para estos rangos de valores tan amplios es muy difícil establecer un valor promedio representativo. Por otro lado, para la secuencia de capas superior (calizas y margas) que afloran por encima de la unidad Utrillas se han adoptado los parámetros de resistencia siguientes: cohesión, $c = 10$ kN/m² y ángulo de fricción $\phi = 30^\circ$.

5. BACK ANALYSIS Y MECANISMO DE ROTURA

Hemos hecho una hipotética reconstrucción de la topografía previa al deslizamiento basada en la topografía actual y en las formas del relieve circundante (Figura 4). Si se realiza un análisis de estabilidad de la ladera con las dimensiones de la geometría previa, se pueden inferir las condiciones al inicio del deslizamiento. Con este propósito, se ha recreado la topografía original antes de la rotura y se ha obtenido la situación inicial de la rotura mediante modelado numérico, con el uso del software de cálculo geotécnico FLAC.

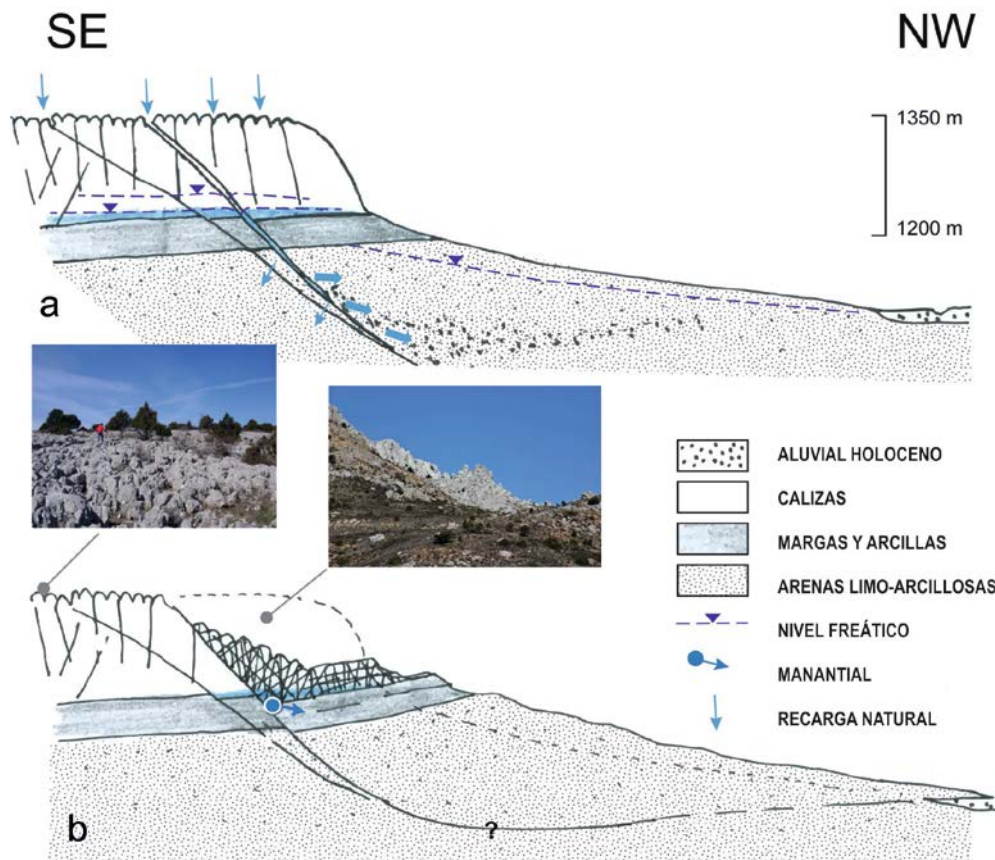


Figura 4. Sección geológica principal del deslizamiento: **a)** situación previa al deslizamiento. Las capas de calizas y margas retuvieron el agua y facilitaron su infiltración por la falla; **b)** después del deslizamiento rotacional, el agua se concentró en una zona específica (debajo de la unidad de calizas fracturadas y por encima de la unidad de margas y arcillas) coincidiendo con el manantial principal en la zona (Sanz-Pérez et al., 2016).

Se ha tomado la secuencia de calizas y margas que yace sobre la capa de facies Utrillas, según la sección geológica de Pico de Navas. También se han tenido en cuenta los parámetros de los ensayos previamente realizados (Tabla 1). Con la intención de realizar un modelado geomecánico del momento inicial del deslizamiento, deben ser elegidos parámetros del criterio de rotura Mohr-Coulomb correspondientes a ese instante.

Se ha adoptado un valor promedio de la densidad igual a 21 kN/m^3 . Se ha considerado un valor nulo de la cohesión para representar el estado inicial del proceso de rotura en la situación de inestabilidad inicial, ya que el comportamiento cohesivo está limitado por la fracción más gruesa. Mientras que el comportamiento friccional está principalmente marcado por la fracción de finos. Esta es predominante en la unidad de facies Utrillas, de manera que ha sido elegido un valor promedio del ángulo de fricción igual a 18° .

Se ha considerado un módulo elástico de 10 MPa para ambos materiales y un coeficiente de Poisson de 0,3. No obstante, como es bien sabido, para problemas de este tipo el módulo de deformación no afecta al valor del factor de seguridad. Estos parámetros están en la Tabla 2. Para las condiciones de frontera del modelo han sido consideradas restricciones horizontales para los contornos laterales, y restricciones horizontales y verticales, para el contorno inferior.

Material	Peso específico aparente (kN/m³)	Cohesión (kN/m²)	Angulo de fricción (°)	Módulo elástico (MPa)	Coefficiente de Poisson
Secuencia de calizas y margas	25	20	30	10	0,3
Unidad Utrillas	21	5	18	10	0,3

Tabla 2. Parámetros geotécnicos de la secuencia de las unidades de calizas y margas y de facies Utrillas.

La posición de la falla ha sido incorporada en el modelo, según se muestra en la Figura 5. El modelo incluye una interfaz con ángulo de fricción residual igual a 1/3 del ángulo de fricción del material superior de calizas y margas (10°). Por razones de cálculo, el nivel freático ha sido calculado hasta la cota 1.285 m para el equilibrio estricto. Lo primero de todo, han sido calculadas las presiones bajo condiciones estáticas (sólo bajo carga vertical de la gravedad), considerando la presión del agua causada por el nivel freático.

La estimación de las presiones horizontales efectivas ha sido realizada con la fórmula de Jaky, ya que, aunque esta configuración no sea claramente de suelo estratificado, puede ser considerada suficientemente precisa para esta estimación. Como conclusión de este cálculo, se ha hallado la estabilidad de esta ladera bajo condiciones estáticas.

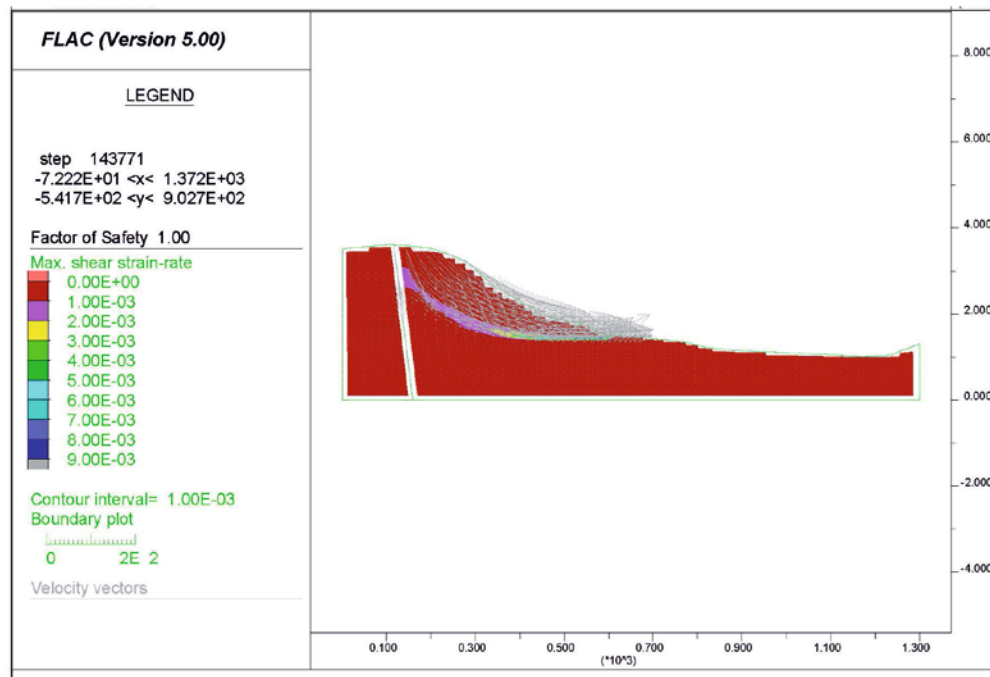


Figura 5. Modelo de la geometría inicial de la ladera, considerado para la simulación numérica con el software FLAC (Sanz-Pérez et al., 2016).

Para el propio “*back analysis*”, se ha realizado un análisis de sensibilidad variando los parámetros resistentes de las dos unidades geotécnicas y la posición del nivel freático (Tabla 3). La superficie de rotura obtenida concuerda con las observaciones de campo. La estabilidad ha sido calculada antes que el deslizamiento ocurriera, utilizando los parámetros geomecánicos testeados. Esto da una superficie con un factor de seguridad próximo al 1,000, que indica el equilibrio estricto de la masa considerada en este cálculo.

Además, se ha pretendido representar la correcta dirección del movimiento para la situación final de equilibrio. Para hacer esto, se ha implementado un modelo 3D utilizando el programa de cálculo geotécnico FLAC 3D.

El deslizamiento de Pico de Navas tiene todas las características para ser clasificado como un movimiento rotacional de gran amplitud (Varnes, 1978; Corominas, 1989; Cruden y Varnes, 1996) al haber involucrado a más de $50 \times 10^6 \text{ m}^3$ de terreno. La rotura principal de la rotación afectó a las arenas de las facies Utrillas. Sin embargo, el movimiento rotacional también incluyó al resto de la secuencia estratigráfica superior de calizas y margas, con 150 m de espesor, y de arcillas y margas, de 30 m de espesor.

Estos materiales sometieron a toda la sucesión estratigráfica a una serie de cambios de expansión, puesto que el peso de las calizas pudo deformar las capas infrayacentes, causando la pérdida de resistencia y provocando una extrusión o flujo plástico radial hacia el contorno libre y hacia el valle en la base de la montaña.

Unidad Utrillas: Ángulo de fricción (°)	Unidad de Calizas y Margas: Cohesion (kN/m ²)	Cota máxima del nivel freático (m)		
		1290	1285	1275
16	7.5	0.87	0.91	0.96
	10	0.90	0.92	0.98
	12.5	0.91	0.93	0.99
18	7.5	0.93	0.97	1.04
	10	0.96	1.00	1.07
	12.5	0.99	1.02	1.08
20	7.5	1.01	1.05	1.12
	10	1.03	1.07	1.15
	12.5	1.06	1.10	1.18

Tabla 3. Análisis de sensibilidad. Factores de seguridad en el modelo 2D (Sanz-Pérez et al., 2016).

La extrusión de las margas debe haber sido posible por las condiciones húmedas, dado que el límite permeable-impermeable se encuentra dentro de esta capa. Hoy, estas margas y arcillas aún actúan como una base impermeable, pues a ellas se debe la presencia de dos manantiales a media altura de la montaña, que drenan el acuífero de neoformación creado en la masa fragmentada de calizas y calizas margosas, y que actualmente suministran agua a la población de Navas del Pinar.

Entre los factores condicionantes de la rotura, tuvieron un papel crucial la existencia de grandes fracturas (de fallas tectónicas) y la acción del agua de infiltración a través de ellas; así como la litología local de la unidad de facies Utrillas y la hidrología del macizo rocoso.

Las fallas permitieron la comunicación hidráulica en la vertical de las tres unidades hidroestratigráficas y estimularon las fuerzas de tracción del deslizamiento. Además, la saturación casi permanente de los niveles inferiores, con baja permeabilidad, también facilitarían la disminución de los valores de los parámetros resistentes de las rocas.

6. CONCLUSIONES

- 1) El deslizamiento de Pico de Navas (Burgos, España) fue un movimiento rotacional de gran magnitud, que involucró 50×10^6 m³ de rocas y suelos. La masa deslizada ocupa más de 1 km² de superficie, tiene unos 1.280 m de ancho, 1030 m de largo y un espesor de unos 160 m.
- 2) Los elementos distintivos son: a) una masa rocosa con una potente zona superior de calizas (300 m de espesor), fallada y parcialmente disuelta; b) que tras el movimiento quedó rotada e intensamente fragmentada en bloques; c) una zona intermedia de margas y arcillas (< 30 m) que es esencialmente impermeable y permitió la existencia de un nivel freático colgado antes del movimiento, la entrada de agua en la zona superior de la superficie de deslizamiento y condiciones saturadas en la zona inferior;

- d) una zona inferior de arenas limosas y arcillas caoliníticas (facies Utrillas) (150 m), con tramos de alta proporción de Caolinita (40%).
- 3) En dicha zona inferior se produjo un fenómeno de fluidificación (o solifluxión), por la presión de agua y el peso debido a los materiales suprayacentes, que facilitó que la superficie de rotura continuara hacia abajo y se curvara hasta ser plana y horizontal. El modelo geomecánico (2D y 3D) ha permitido simular las condiciones de estabilidad y rotura del deslizamiento, cuyos parámetros y condiciones coinciden con las anteriormente indicadas.
 - 4) El deslizamiento se produjo en el Holoceno medio o reciente, posiblemente durante un periodo climático húmedo, y con certeza antes del Siglo V AC. Esto ha sido deducido por: a) la presencia del aluvial del Holoceno que es condicionado en su traza por la masa deslizada; y b) por la presencia de un castro celtibérico sobre la coronación del escarpe superior y cuya construcción fue posterior al movimiento. Respecto a su actividad el deslizamiento de Pico de Navas es considerado inactivo, ya sea abandonado o bien relicto. Según los datos obtenidos sólo tuvo lugar un gran deslizamiento, y no son distinguibles morfológicamente etapas diferentes.
 - 5) El deslizamiento de Pico de Navas puede considerarse un caso de estudio particular. Su gran tamaño (1 km² de extensión y 50x10⁶ m³ de volumen) permite la comparación con otros deslizamientos complejos de la literatura científico-técnica, que serían del tipo “rock slide - earth flow” según la terminología de Varnes (1978) y Cruden & Varnes (1996). Sin embargo, el contexto geológico y las condiciones hidrogeológicas que concurrieron en este deslizamiento son específicas, lo que permite considerarlo un caso de estudio diferente a otros.

REFERENCIAS

- Corominas, J., 1989. Clasificación y reconocimiento de los movimientos de ladera. In: J. Corominas (Editor). Monografía nº 3. Sociedad Española de Geomorfología. Zaragoza, pp. 1-30.
- Cruden, D.M., Varnes, D.J. (1996): Landslide Types and Processes. In: A.K. Turner, R. L. Schuster (eds.), *Landslide investigation and mitigation*. Special Report 247. Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., pp. 36-75.
- Dikau, R., Brunsden, D., Schrott, L. and Ibsen M.-L.(eds.), 1996. *Landslide Recognition*. International Association of Geomorphologists, Publication 5, John Wiley and Sons, Chichester, 251 pp.
- Menéndez-Pidal, I., 2006. Interacción de las arenas en facies Utrillas en las obras de Ingeniería Civil. Revisión documental y caracterización geológica geotécnica. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. 308 pp.
- Sanz-Pérez, E., Menéndez-Pidal, I., Lomoschitz, A. and Galindo-Aires, R. 2016. The Pico de Navas slump (Burgos, Spain): a large rocky landslide caused by underlying clayey sand. *Journal of Iberian Geology* 42 (1) 2016: 55-68.
- Varnes, D.J. (1978): Slope Movements, Types and Processes. In: Schuster, R.L. Krizck, R.J. (Eds.), *Special Report 176: Landslides: Analysis and Central*. Transportation Research Board. National Academy of Sciences, Washington DC, pp. 11-33.

CARACTERIZACIÓN Y MONITOREO DEL DESLIZAMIENTO DEL BEC VERMELL EN LA COSTA NORTE DE MENORCA (BALEARES)

Francesc Xavier ROIG-MUNAR ⁽¹⁾, Joan Manuel VILAPLANA ⁽²⁾, Antonio
RODRÍGUEZ-PEREA ⁽³⁾, José Ángel MARTÍN-PRIETO ⁽¹⁾, Bernadí GELABERT ⁽³⁾

(1) QU4TRE, Consultoria ambiental

(2) Grupo RISK NAT, I.R. Geomodels, Dpto. de Dinámica de la Tierra y del Océano, , Universitat de
Barcelona

(3) Dpto. de Ciencias de la Tierra, Universitat de les Illes Balears, Palma de Mallorca

RESUMEN. *La costa Norte de la isla de Menorca es una costa rocosa, con acantilados y promontorios. Los acantilados presentan importantes inestabilidades gravitacionales (desprendimientos de rocas y deslizamientos de tierras) muchos de ellos activos. El deslizamiento del Bec Vermell es un gran movimiento del terreno con su cabecera emergida en la costa y su cuerpo sumergido en el mar. Se puede interpretar como un gran movimiento en masa complejo de tipo colada de tierras con el cuerpo sumergido e indicios de actividad en la cabecera, dónde se generan roturas múltiples con desprendimientos y deslizamientos menores asociados. El promontorio del El Bec Vermell y los sectores adyacentes de esta costa están formados por litologías constituidas por una alternancia de lutitas y areniscas del Carbonífero, con facies turbidíticas, las cuales están recubiertas discordantemente por unas calcarenitas de origen eólico del Cuaternario.*

1. INTRODUCCIÓN

Este trabajo tiene como objetivos la identificación y la caracterización del gran deslizamiento del Bec Vermell, así como en el monitoreo de los movimientos y deformaciones que tienen lugar en la cicatriz de coronación del mismo. Se describe y analiza un movimiento del terreno de grandes dimensiones con su cabecera emergida en la costa rocosa septentrional de Menorca y su cuerpo sumergido en el mar. La evolución de las deformaciones detectadas, durante 4 años, en las grietas del escarpe de coronación se ha correlacionado con la pluviometría y con la acción del oleaje en el acantilado.

En la isla de Mallorca y, especialmente, en la costa de la Sierra de Tramuntana, se han descrito y analizado numerosos deslizamientos de diferentes dimensiones y tipologías

(Mateos y Azañón, 2005; Mateos et al., 2007; Mateos et al., 2010). En cambio, en Menorca únicamente se habían descrito deslizamientos en las zonas rocosas de la Mola de Maó (Roig-Munar et al. 2014) y una primera aproximación a la inestabilidad del Bec Vermell (Roig-Munar et al. (2016).

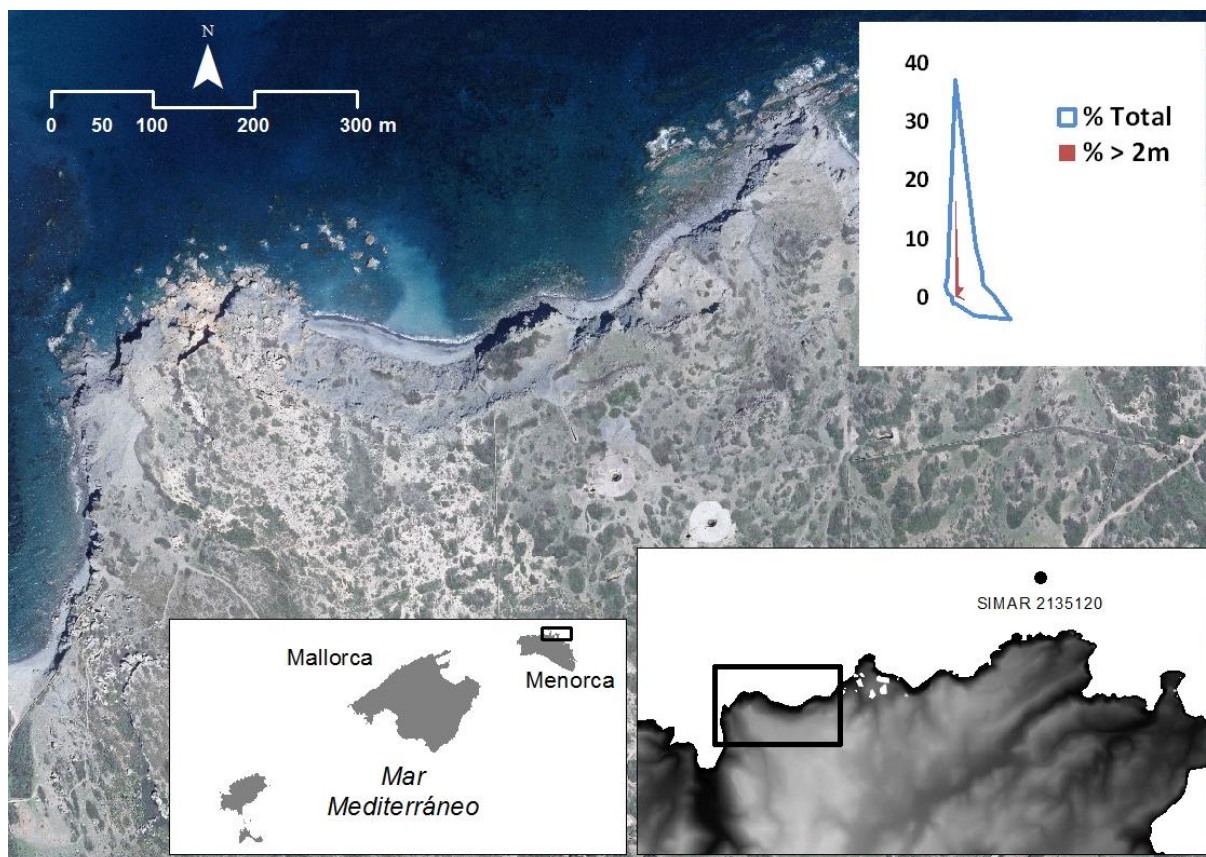


Figura 1. Situación de la zona de estudio. En el recuadro superior derecho se representan los datos del oleaje del punto SIMAR (boya de aguas profundas); es una rosa que incluye los años de estudio, de 2013 a 2017, la de mayor tamaño muestra la media de todos los años y la pequeña las olas superiores a 2 m.

2. MARCO GEOLÓGICO

El promontorio del Bec Vermell se sitúa en la costa Norte de la isla de Menorca (Figura 1), aproximadamente 3 km al oeste del Faro y punta de Favàritx. Todo este tramo de costa rocosa está constituido por pizarras y areniscas deformadas pero con un buzamiento general hacia el Sur, correspondientes a facies turbidíticas del Carbonífero (Bourrouilh, 1983). Localmente el Carbonífero se encuentra recubierto discordantemente por unas eolianitas del Cuaternario.

El sector del Bec Vermell presenta una morfología de acantilado con un escarpe de unos 40 m (Figuras 2 y 4). La mayor parte del cantil está formado por pizarras negras con

intercalaciones de areniscas. Las pizarras están constituidas por un sedimento arcilloso muy laminado que recibe el nombre local de *llosella* y que presenta una elevada plasticidad. La parte superior del escarpe, entre 5 y 10 metros de potencia, que se incrementa hacia el oeste, corresponde a una plataforma horizontal constituida por unas calcarenitas cuaternarias de origen eólico, muy bien cementadas y con el desarrollo de un sistema dunar relicto y, en parte, aun activo (Roig-Munar et al., 2008).



Figura 2. Vista lateral del acantilado correspondiente a la cabecera del deslizamiento del Bec Vermell. La mayor parte del acantilado está formado por los sedimentos turbidíticos del Carbonífero de color gris. El grado de fragmentación y alteración de los materiales geológicos es significativo.

3. METODOLOGÍA

El análisis para la caracterización e interpretación del deslizamiento del Bec Vermell se ha basado en los siguientes procedimientos metodológicos.

- 1) Análisis de las formas y de la evolución de las fracturas mediante fotografía aérea,
- 2) Reconocimiento de campo y cartografía geomorfológica de detalle (Figura 4),
- 3) Análisis de las formas sumergidas (Figura 5) en base a la cartografía batimétrica disponible (Ministerio de Medio Ambiente, 2008)
- 4) Instalación de clavos y clavijas en el terreno para monitorizar la apertura de las grietas existentes en el escarpe del deslizamiento durante 44 meses (Agosto 2013 hasta Marzo de 2017) (Figura 3). El monitoreo realizado en este período consta de 54 medidas. Cada mes se ha realizado como mínimo una medida, y algunos

meses entre 2 y 3 medidas. Se ha medido la apertura de grietas de forma sistemática, y con cinta métrica, a partir de 50 clavos y varillas metálicas clavadas en el terreno que permiten monitorizar 6 grietas a diferentes alturas y distancias del acantilado (Figura 4).

4. CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS

La morfología de este sector de costa nos muestra una geometría de anfiteatro que se interpreta como la cicatriz de cabecera de un deslizamiento complejo (Varnes, 1978) de grandes dimensiones. La longitud del arco que configura el escarpe de cabecera es de 600 m, el cual coincide con el acantilado que tiene una altura de unos 40 m (Figuras 2, 4 y 5).

El escarpe superior corresponde al nivel resistente de la plataforma de calcarenitas, dónde localmente se localizan formas de media luna debidas a las múltiples cicatrices de deslizamientos menores; hasta cinco deslizamientos superpuestos a lo largo del acantilado en su contacto al mar. En este sector superior se han cartografiado fracturas que tienen una mayor presencia en la parte más occidental. Están representadas por grietas de tracción, la mayoría de ellas abiertas, por lo que indican un grado de actividad (Figuras 3 y 4). Asociados al escarpe principal y a la rotura de cabecera hay pequeños escarpes intermedios que corresponden a niveles de areniscas más resistentes del Carbonífero. En el talud medio e inferior del acantilado, formado por las pizarras carboníferas, éstas se presentan desestructuradas, fragmentadas, alteradas (Figura 2) y localmente, rezumando agua.



A



B

Figura 3 Detalle de las de las grietas de tracción, abiertas y activas, monitorizadas en la cabecera del deslizamiento, afectando a las calcarenitas cuaternarias. A) Imagen de Mayo 2004; B) Imagen de Octubre 2016

También se identifican algunos escarpes intermedios asociados a niveles resistentes de

areniscas.

Al pie del acantilado y, en gran parte dentro del mar, se localizan acumulaciones de bloques angulosos de calcarenitas de tamaño métrico. Corresponden a depósitos de antiguos desprendimientos que tienen su área fuente en el escarpe superior del acantilado. Tal como se representa en la Figura 4, estos desprendimientos son de ocurrencia reciente y en la actualidad estas inestabilidades siguen siendo activas. En la zona sumergida frente a este sector, el análisis del mapa batimétrico permite interpretar una forma de lengua de grandes dimensiones, de longitud ligeramente superior a 1 km y una anchura media de 400 m. Esta parte del deslizamiento submarino ocupa una superficie de 330.000 m² y su volumen se ha estimado en 5.176.000 m³. El techo del depósito se encuentra a poca profundidad (entre 5 y 35 m) y presenta una topografía muy irregular asociada grandes acumulaciones de bloques, en la zona proximal, y a una morfología lobulada en su parte más distal, con dos lóbulos, probablemente, más recientes en su parte más proximal (Figura 5). El gradiente topográfico del conjunto del deslizamiento es muy bajo; entre la cornisa del escarpe y el pie de la masa deslizada hay un desnivel de 80 m en una distancia de 1 km.

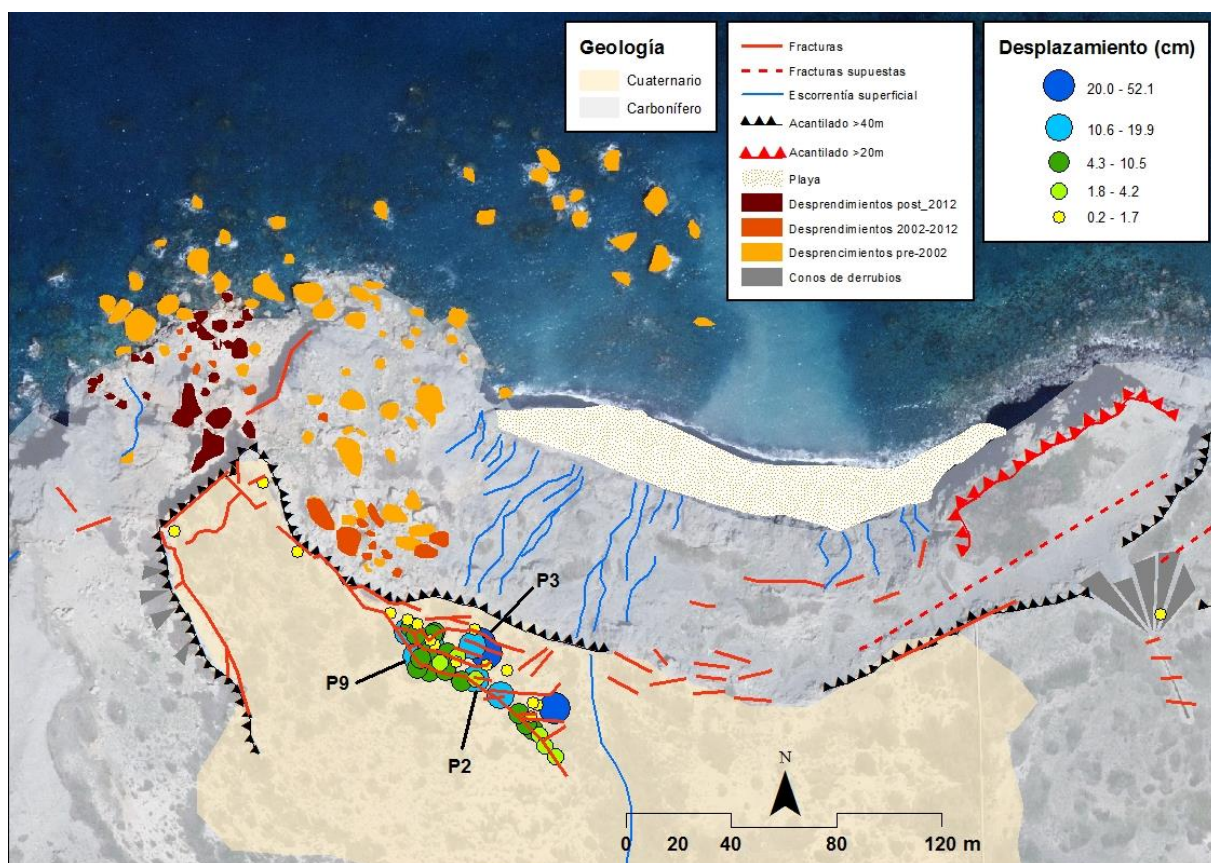


Figura 4 Mapa geomorfológico del acantilado del Bec Vermell con indicación de las tasas de deformación (desplazamiento acumulado), medidas a partir de la apertura de las grietas asociadas al escarpe principal del

deslizamiento. Los datos de las grietas indicadas con P2; P3, P9) se han utilizado en las gráficas de las Figuras 6 y 7.

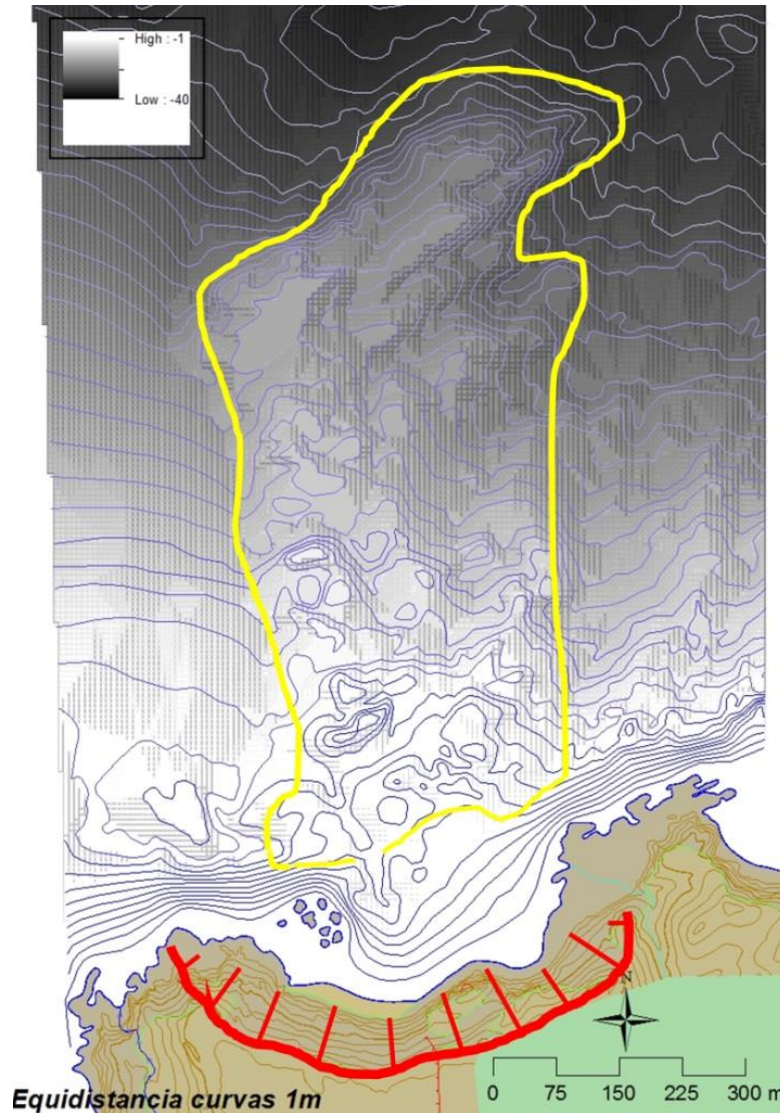


Figura 5. Mapa en planta del deslizamiento del Bec Vermell. En rojo, el acantilado rocoso que constituye la cicatriz de coronación. En amarillo, el cuerpo del deslizamiento interpretado a partir de la batimetría (Fuente: Ministerio de Medio Ambiente, 2008).

5. LA LLUVIA COMO FACTOR DESENCADENANTE

El clima de Menorca es típicamente mediterráneo con un marcado carácter estacional. La precipitación media en Menorca es de 546 mm/año (www.Aemet.es). Los valores máximos de precipitación se producen en los meses de octubre y noviembre, mientras que los mínimos

tienen lugar en los meses de junio y julio. Una característica climática importante es la distribución estacional de la pluviometría, ya que de septiembre a enero se produce más del 65% de las precipitaciones, correspondiendo a los meses de estiaje menos del 7% de las mismas (www.Aemet.es). Para el presente trabajo se han tenido en cuenta los datos mensuales de lluvia de la estación meteorológica de Favàritx que está situada 3km al este del Bec Vermell, es la más cercana a la zona de estudio. Según los datos de Aemet.es, durante los años de monitoreo de la zona de estudio las precipitaciones medias fueron de: 433 mm en 2013; 534 mm en 2014; 354 mm en 2015 y 267 en 2016.

Se ha realizado una correlación entre los datos de lluvia mensuales y el desplazamiento en tres de las grietas más representativas (Figura 6). Se observan dos momentos de aceleración del movimiento que coinciden con períodos de lluvia antecedente significativos. Uno corresponde a Febrero de 2014 y el otro a Febrero de 2015. El segundo caso es en el que se registra un mayor movimiento de apertura de las grietas y se mantiene más tiempo. La primera semana de Febrero de 2015 se registró una precipitación acumulada de 51,5mm y durante los cinco meses anteriores se acumuló un total de 346mm de lluvia antecedente.

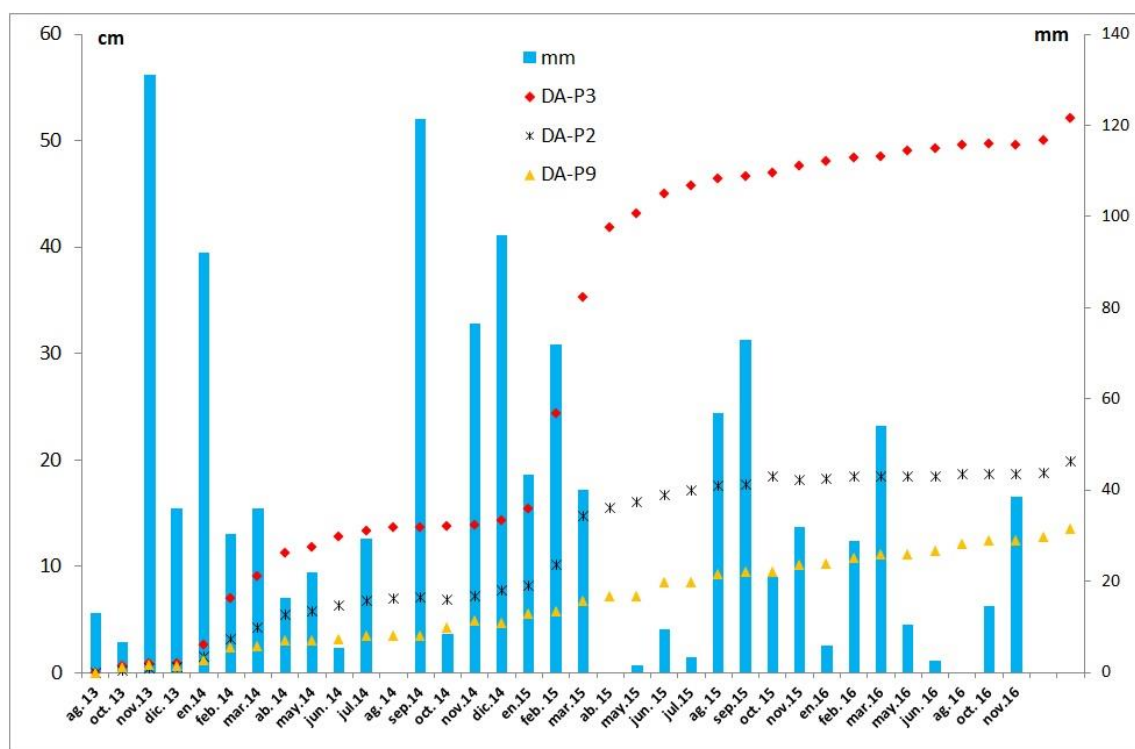


Figura 6. Correlación entre la pluviometría media mensual en mm, registrado por AEMET en la estación de Favàritx y la deformación (DA) en la cabecera del deslizamiento a partir de los datos de apertura, en centímetros, de 3 grietas de referencia (P2, P3 y P9).

5. EL RÉGIMEN DE OLAJE COMO FACTOR DESENCADENANTE

La cuenca mediterránea se caracteriza por una costa muy recortada que crea pequeñas subcuencas bien definidas, por ello, la energía del oleaje está condicionada por un *fetch* limitado (Lionello et al., 2005). En el caso del Mediterráneo occidental, los oleajes más intensos proceden del NE (Sotillo et al., 2005), aunque los temporales del NW también generan fuertes oleajes en el mar Balear (Bertotti y Cavaleri, 2008). La línea de costa de la zona de estudio se orienta de E a W, por lo que se ve directamente afectada por oleaje procedente del Norte. El *fetch* se extiende a lo largo de 200 km para el NW, 380 km para el N y de 625 km para el NE.

A fin de evaluar el régimen del oleaje en la costa norte de Menorca, se consideran los datos ofrecidos por el conjunto REDTEX (medidas procedentes de la red de boyas de aguas profundas), en concreto del Punto SIMAR 2135120 (Figura 1), situado a menos de 2 km de la zona de estudio (www.puertos.es), con una eficacia del 99.42 %. Los datos SIMAR permiten reconstruir el viento y oleaje del pasado a partir de series históricas de presión y temperatura, y que son tratadas mediante modelos numéricos WAM para estimar las condiciones de viento y oleaje pretéritas. La base de datos se inicia en el año 1958 hasta la actualidad.

La distribución de la altura de ola significativa es importante para el estudio de la costa, tanto por su energía como por su dirección (Cañelles et al., 2007). En el caso que nos ocupa, la dirección predominante (para el periodo de tiempo comprendido entre 30 de agosto de 2013 a marzo de 2017) tiene una componente principal del N en un 37 % de las veces. Por su parte, la altura significativa (H_s) es inferior a 1 m el 79.6 % y tan solo el 1.1 % supera los 3 m. Los extremos máximos de H_s registrados en el punto SIMAR 2135120 a lo largo del periodo de tiempo analizado, pueden considerarse representativos de los que afectan el área de estudio, especialmente para los oleajes de mayor *fetch* procedentes del N y NE. Las mayores alturas se registraron los días 09/12/2014, con valores de 6.04 m, con una dirección de 6° ; el 25/01/2015 con una altura de 5.83 m y dirección de 6° y el 05/03/2015, con una altura de 5.44 m y dirección de 7° (Figura 7), coincidentes con el cambio de tendencia en el incremento del desplazamiento medido en varias grietas en el acantilado.

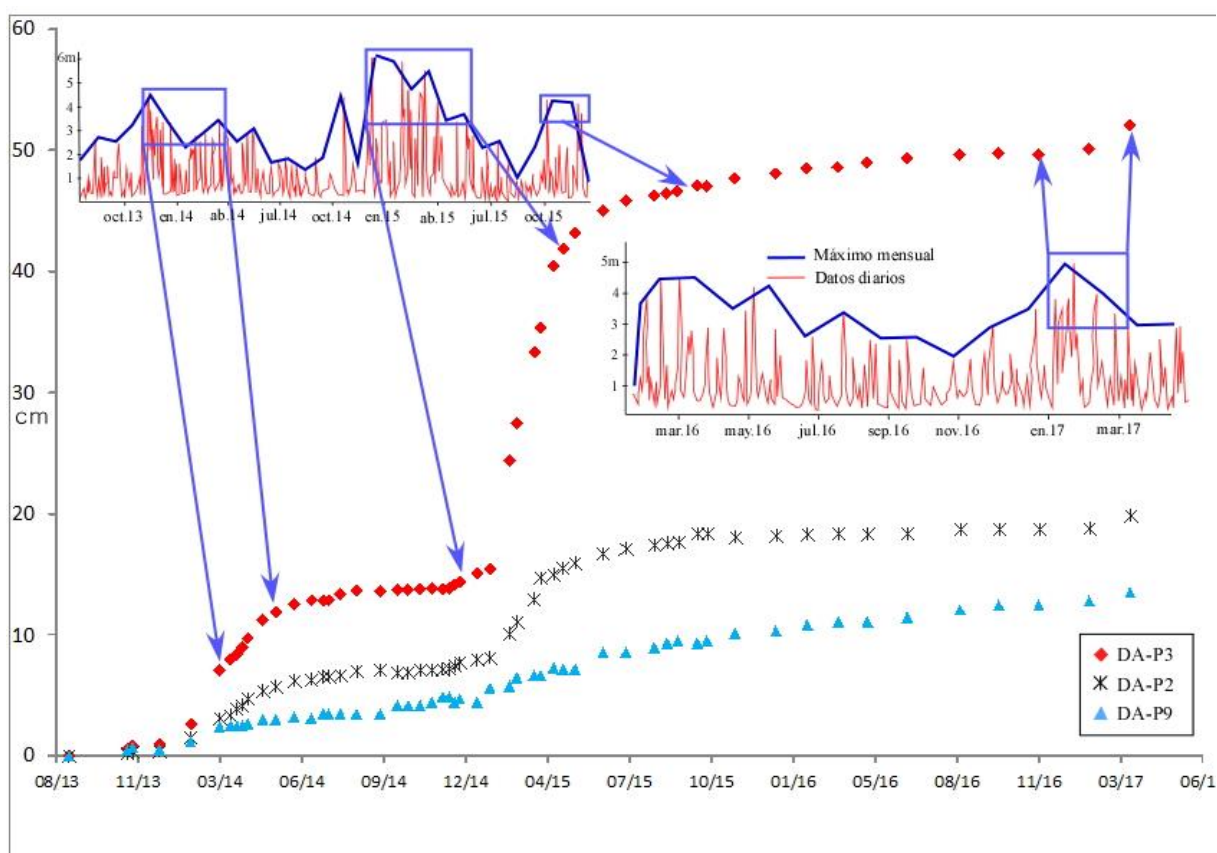


Figura 7: Gráfica de la evolución del movimiento de apertura de 3 de las principales grietas de tracción monitorizadas en la cabecera del deslizamiento (P2, P3, P9). La deformación se compara con la altura significativa máxima del oleaje a lo largo del periodo de estudio. Los recuadros muestran la altura máxima de altura significativa (H_s) y su correlación mediante flechas de los cambios de tendencia de la deformación en los puntos seleccionados (Fuente: www.puertos.es).

6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El deslizamiento del Bec Vermell se interpreta como un gran movimiento en masa complejo que en base a sus características geomorfológicas y geométricas podría clasificarse como una colada de tierras (*earthflow*) (Hung *et al.*, 2014). El cuerpo del deslizamiento con morfología de flujo se halla completamente sumergido. En él, con los datos disponibles, no ha sido posible detectar ningún tipo de actividad de movimiento, en cambio en el escarpe de cabecera, que corresponde al acantilado costero, se han determinado evidencias de actividad continuada a lo largo de los últimos tres años.

Tal como se ha comentado anteriormente en el apartado de metodología, durante 44 meses se ha realizado un monitoreo del escarpe de coronación. Se ha medido la apertura de 6 grietas de tracción con periodicidad mensual. Para cada una de ellas se han obtenido

54 medidas. Las grietas han tenido movimiento a lo largo del seguimiento, registrando un desplazamiento con mínimos de 0,5 mm y con máximos de 52 cm en los puntos más activos, correspondientes a grietas cercanas al borde del escarpe. Estas grietas activas se concentran principalmente en las calcarenitas superiores presentes en el techo de la cabecera del deslizamiento (Figuras 3 y 4).

Estas calcarenitas se desplazan hacia el borde del acantilado como consecuencia de la deformación plástica de las pizarras subyacentes, que en períodos lluviosos mantienen un elevado contenido de agua y que actúan de nivel de despegue. Como consecuencia se generan deslizamientos y desprendimientos de grandes bloques plurimétricos. En el sector más occidental, al pie del acantilado, en parte sumergidos en el mar, se encuentran acumulaciones de grandes bloques que corresponden a los desprendimientos de las calcarenitas superiores (Figura 4). En la Figura 6 se aprecia una buena correlación entre períodos de lluvia abundante e incremento en las tasas de movimiento registrado en las grietas.

La activación de la deformación existente en el acantilado, está relacionada con períodos de lluvia que se infiltran a través de las calcarenitas afectando las pizarras alteradas subyacentes y provocando su deformación plástica, a su vez, el desplazamiento de las calcarenitas superiores. Este no es el único factor desencadenante del movimiento de ladera, ya que la erosión de los temporales marinos contribuye también a la socavación y descalce de la base del acantilado, con presencia de rocas más blandas. Este fenómeno queda bien reflejado en la correlación que se muestra en la Figura 7 entre el movimiento de las grietas y la incidencia del oleaje de los temporales de Norte.

5. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha identificado y caracterizado un gran deslizamiento en la costa Norte de la isla de Menorca (illes Balears). Se trata de un gran movimiento de ladera del terreno del tipo *earthflow* que se sumerge en el mar. Probablemente en su inicio tuvo una componente rotacional en cabecera que dio lugar a la geometría actual del acantilado. El conjunto del cuerpo deslizado, que se encuentra sumergido a lo largo de 1 km, presenta una clara morfología de flujo de tierra y rocas observable en diferentes lóbulos.

Probablemente se trata de un deslizamiento antiguo. La edad inicial del deslizamiento es desconocida y no se puede establecer si el gran flujo sumergido presenta, en la actualidad, algún tipo de actividad. En cambio, se han detectado indicios relevantes de desplazamiento en el acantilado. En la base, las turbiditas de Carbonífero se deforman plásticamente deslizándose hacia el mar. En el techo, las calcarenitas cuaternarias se desplazan en bloques hacia el frente del escarpe produciendo grandes grietas de tracción y, a su vez, generando grandes desprendimientos de bloques que caen sobre la playa y el mar.

Finalmente se ha podido demostrar que esta actividad se relaciona claramente con la actuación de 2 factores desencadenantes que se combinan y se suman en períodos de

tormentas marinas y terrestres: las precipitaciones intensas en los períodos hivernales y la socavación del acantilado por el oleaje en temporales de Norte.

AGRADECIMIENTOS

Esta presentación se ha realizado gracias al apoyo del Proyecto CHARMA (MINECO, Ref.: CGL2013-40828-R). A Carme Garriga Sintes por su desinteresada ayuda en la toma de datos de muchas de las campañas de campo realizadas en el Bec. Al Dr. Galderic Lastras por sus valiosas opiniones sobre la interpretación de la batimetría.

REFERENCIAS

- Bertotti, L. y Cavaleri, L. (2008): Analysis of the Voyager storm. *Ocean Engineering*, Vol. 35 (1): 1-5.
- Bourrouilh, R. 1983. *Stratigraphie, sédimentologie et tectonique de l'île de Minorque et du Nord-Est de Majorque (Baléares). La terminaison Nord-orientale des Cordillères Bétiqes en Méditerranée occidentale*. Memorias del Instituto Geológico y Minero de España, 99: 672pp.
- Cañelles, B., Orfila, A., Méndez, F. J., Menéndez, M. y Tintoré, J. (2007): Application of a POT model to estimate the extreme significant wave height levels around the Balearic Sea (Western Mediterranean). *Journal of Coastal Research* SI, 50: 329-333.
- Cruden, D.M. and Varnes, D.J. (1996): Landslides Types and Processes. In: Turner and Schuster, (eds). *Special Report 247: Landslides: investigation and mitigation*. Transportation Research Board, National Research Council. Washington, D.C, 36-71.
- Hungr, O., Leroueil, S. and Picarelli, L. 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides* (2014) 11:167–194.
- Jansà, A. (2014): El clima de les Illes Balears. Palma de Mallorca, 96 pp
- Lionello, P. y Sanna, A. (2005): Mediterranean wave climate variability and its links with NAO and Indian Monsoon. *Climate Dynamics* 25 (6): 611-623.
- Mateos, R.M. and Azañón, J.M. 2005. Los movimientos de ladera en la sierra de Tramuntana de la isla de Mallorca: tipos, características y factores condicionantes. *Revista de la Sociedad Geológica de España*, 18(1-2): 87-97.
- Mateos, R.M., Azañón, J.M., Morales, R. y López-Chicano, M. 2007. Regional prediction of landslides in the Tramuntana Range (Majorca) using probability analysis of intense rainfall. *Zeitschrift für Geomorph.*, 51.3, 287-306.
- Mateos, R. M. García-Moreno, J.M. Azañón y M. Tsige (2010). La avalancha de rocas de Son Cocó (Alaró, Mallorca). Descripción y análisis del movimiento. *Boletín Geológico y Minero*, 121 (2): 153-168
- Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (2008). Estudio ecocartográfico del litoral de las islas de Menorca Ibiza y Formentera (Balears). Ref. 28-4811. <http://www.mapama.gob.es/es/costas/temas/proteccion-costa/ecocartografias/ecocartografia-baleares.aspx>
- Roig-Munar, F.X., Martín-Prieto, J.A., Fraga, P., Pons, G.X., Rodríguez-Perea, R. i Gelabert, B. 2008. Descripció del sistema dunar de sa Marina de s'Arena (Nord de Menorca, Illes Balears). *Boll. Soc. Hist. Nat. Balears*, 51: 103-116. ISSN 0212-260X. Palma de Mallorca.
- Roig-Munar F.X., Rodríguez-Perea A., Martín-Prieto J.A., Vilaplana J.M., Pons G. X., Gelabert B. and Mir-Gual, M. (2014). In: Susanne Schnabel y Álvaro Gómez Gutiérrez (eds). *Procesos gravitacionales en el promontorio de la Mola en Menorca (Islas Baleares)*. Avances de la

- Geomorfología en España 2012-2014. 380-383.
- Roig-Munar, F. X., Vilaplana J.M., Rodríguez-Perea A., Martín-Prieto J.A., Gelabert B. (2016). El deslizamiento activo del *Bec Vermell* en la costa Norte de Menorca (Baleares). En: Comprendiendo el relieve: del pasado y del futuro. Publicaciones del Inst Geológico y Minero de España. Geología y Geofísica núm. 5. Ed: Duran, J. J., Montes, M., Robador, A y Salazar, A. pp 251-256
- Sotillo, M., Ratsimandresy, A., Carretero, J., Bentamy, A., Valero, F. y González-Rouco, F. (2005): A high-resolution 44-year atmospheric hindcast for the mediterranean basin: contribution to the regional improvement of global reanalysis. *Climate Dynamics*, 25: 219-236.
- Varnes, D.J. (1978): Slope movements. Types and processes. In: Schuster and Krizeck, (eds). *Landslides: Analysis and control*. Special Report 176, National Research Council, Washington D.C., 11-33.

LOS MOVIMIENTOS EN MASA ASOCIADOS A LOS DEPOSITOS MORRENICOS Y AREAS DE CUMBRES DE LA SIERRA DE URBION (CORDILLERA IBERICA)

Pablo SANZ¹, Eugenio SANZ¹, Ignacio MENÉNDEZ-PIDAL¹, Rubén GALINDO¹

¹ Departamento de Ingenieria y Morfología del Terreno. Esc.Tec. Sup. de Ingenieros de Caminos, C. y P. Universidad Politécnica de Madrid.

RESUMEN

Se describen algunos ejemplos notables de los deslizamientos asociados a los depósitos morrénicos y áreas de cumbres de la Sierra de Urbion, tal como flujos y avalanchas de derrubios, deslizamientos traslacionales, así como los efectos secundarios y depósitos provocados o inducidos por los deslizamientos.

En algunos casos parecen ser movimientos en masa relacionados con el retroceso inmediato de los glaciares, otros parecen asociarse a fases más avanzadas de dicho retroceso y al deshielo del permafrost postglaciar. En otros están claramente alejados del periodo glaciar. Este el caso del deslizamiento más importante y que afectó a la cumbre del Castillo de Vinuesa. Es un deslizamiento traslacional de gran magnitud que se produjo en el Holoceno, en época romana, antes de los 1.600 BP. Actualmente el deslizamiento es inactivo

1. INTRODUCCION, AREA DE ESTUDIO Y OBJETIVOS

Las huellas del glaciario de las Sierras de Urbión y Cebollera, por su abundancia y estado de conservación constituyen la manifestación más importante del glaciario cuaternario de la Cordillera Ibérica. Las formas de deposición glaciar presentan una gran variedad de formas, tales como morrenas terminales, morrenas laterales de antiguos glaciares alpinos, glaciares rocosos, morrenas de nevero, lóbulos de pie de monte, etc., y que se hayan cartografiados a escala 1.10.000 en los trabajos de Sanz (1994).

Aunque los movimientos en masa no es un proceso determinante en el modelado de estas montañas, en algunos casos adquieren una importancia significativa. Muchos de ellos están asociados a los depósitos morrénicos correspondientes a la última glaciación.

Este trabajo, que es un avance de otro más extenso y detallado, persigue los siguientes objetivos:

- Cartografiar y caracterizar los movimientos de masa ligados a los depósitos morrénicos cuaternarios y a la morfogénesis periglaciaria heredada y subactual de las Sierras de Urbión y Cebollera (Soria, La Rioja y Burgos).
- Identificar y describir los efectos secundarios y depósitos asociados provocados o inducidos por deslizamientos, como es la formación de represas aluviales y conos aluviales laterales.
- Identificar los procesos y tipos de movimientos, su actividad, así como los factores condicionantes y edad aproximada de dichos movimientos, presentándose en este trabajo algunos ejemplos de los más importantes.
- Relacionar el origen y cronología de los deslizamientos dentro del contexto geomorfológico glaciario y periglaciario cuaternario en base a la cartografía geomorfológica y estudios anteriores.

2. METODOLOGÍA

En base a una cartografía geomorfológica a escala 1:10.000 y 1:5.000 realizada mediante interpretación de fotografía aérea, y a un intenso reconocimiento de campo, se han identificado los movimientos en masa tanto actuales como heredados del área de cumbres de la Sierra de Urbión. Los trabajos de campo han incluido la descripción de las características morfológicas y la caracterización de las diferentes formaciones geológicas, para identificar niveles resbaladizos, como es el caso de un gran paleodeslizamiento traslacional (Castillo de Vinuesa). Estos trabajos han incluido la revisión de la cartografía levantada por uno de los autores (Sanz, 1994).

Para la datación directa de los deslizamientos se han buscado, sin encontrarlos, restos de troncos (Schoeneich, 1991). Pero ha servido mucho la datación por C14 de los sedimentos orgánicos superpuestos al paleodeslizamiento del Castillo de Vinuesa de una turbera que rellenaba una depresión, y que nos ha permitido conocer la edad mínima del mismo. Para ello se ha realizado aquí un sondeo manual de un metro de profundidad. También se han hecho observaciones de la antigüedad del bosque de *pinus nigra* que cubre este deslizamiento para valorar su actividad más reciente.

3. RESULTADOS

La tipología de deslizamientos (Varnes, 1978; Corominas, 1989; USGS, 2004) incluye lóbulos y coladas de solifluxión, o de glaciisolifluxion cuando se sitúan en antiguos neveros. Hay laderas afectadas por slumps, y en otros casos aparecen desprendimientos y deslizamientos de bloques. En las morrenas de antiguos glaciares blancos y rocosos pueden aparecer flujos y avalanchas de derrubios (Figura 1), así como deslizamientos traslacionales. Se identifican en el valle glaciar de la cara norte de los Picos de Urbión los efectos secundarios y depósitos asociados provocados o inducidos por un deslizamiento, como es la formación de una represa aluvial y un cono aluvial lateral (Figura 4).

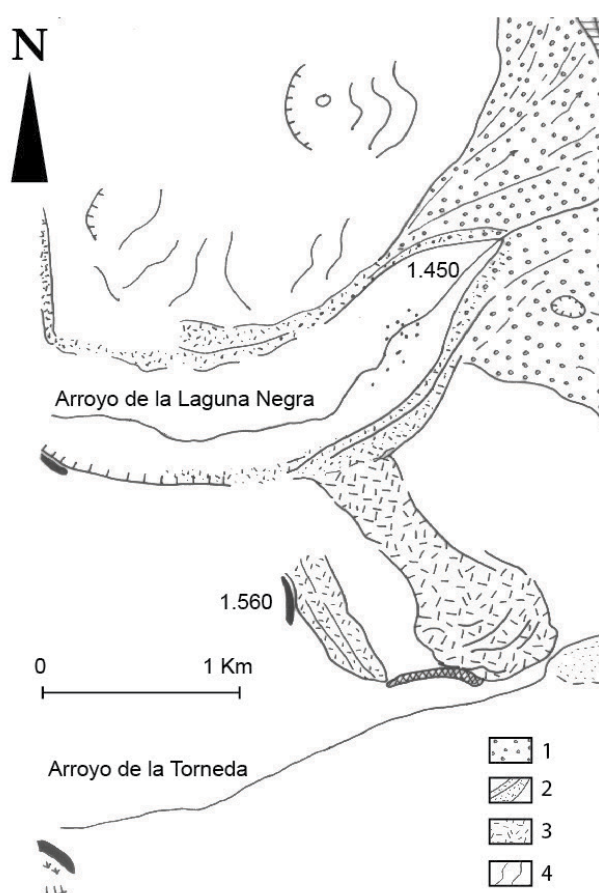


Figura 1: Flujo de morfología tipo glaciar formado a expensas de la morrena lateral derecha del glaciar cuaternario de la Laguna Negra durante su retroceso.

- 1- Lóbulo de pie de monte del glaciar de la Laguna Negra; 2- Morrenas laterales superpuestas del glaciar de la Laguna Negra durante su retroceso; 3- Flujo o colada; 4. Deslizamientos indeterminados (slumps)

Paleomegad deslizamiento del Castillo de Vinuesa

Entre todos los movimientos en masa destaca un gran deslizamiento de ladera fósil de más de 1.4 km de longitud por 0.9 km de anchura media que ha involucrado más de 30 millones de m³ (Figura 2). Se sitúa en la vertiente occidental del Pico de Castillo de Vinuesa (2.086 m), en una pendiente de 12°. La raíz de la cabecera se sitúa a los 2.040 m, y el frente a 1700 m. Su desarrollo longitudinal es de 1.400 m y su anchura máxima de unos 1.000 m. El volumen es de unos 30-40.10⁶ m³. El perfil transversal es ligeramente convexo hacia arriba.

El escarpe principal de cabecera está bien definido y tiene hasta 50 m de desnivel en el sector central. No se observan escarpes secundarios salvo algunos pequeños en la parte media-inferior, donde se aloja la Laguna Verde, y que son pequeños deslizamientos rotacionales auxiliares dentro de la masa deslizada. El relieve es ligeramente arrugado con algunos cordones y surcos transversales cóncavos hacia arriba.

La característica principal es un mesorelieve formado por un mar de bloques. Este mar de bloques se representa en parte en la figura 2 donde se han cartografiado en detalle allí donde la vegetación no ha impedido su visibilidad. Este manto de bloques rocosos tiene un aspecto caótico, y los bloques son de conglomerado muy duro. A veces se conservan bloques gigantescos a modo de piezas rotas pero todavía no muy separadas, que delatan la continuidad de la capa original. Son bloques de aristas vivas y frescas, como si la rotura no hubiese sido antigua. Algunos de estos bloques tienen dimensiones de más de 10x10x15 m, siendo muy frecuentes los superiores a los 5 m. La separación entre bloques aumenta hacia la parte baja del deslizamiento, y entre la cota 1.800 m y el pie del deslizamiento dejan de aparecer, predominando los terrenos arenosos con limos y algunos bloques pequeños de arenisca, correspondientes a las capas subyacentes a los conglomerados, dentro de la columna estratigráfica local del sustrato.

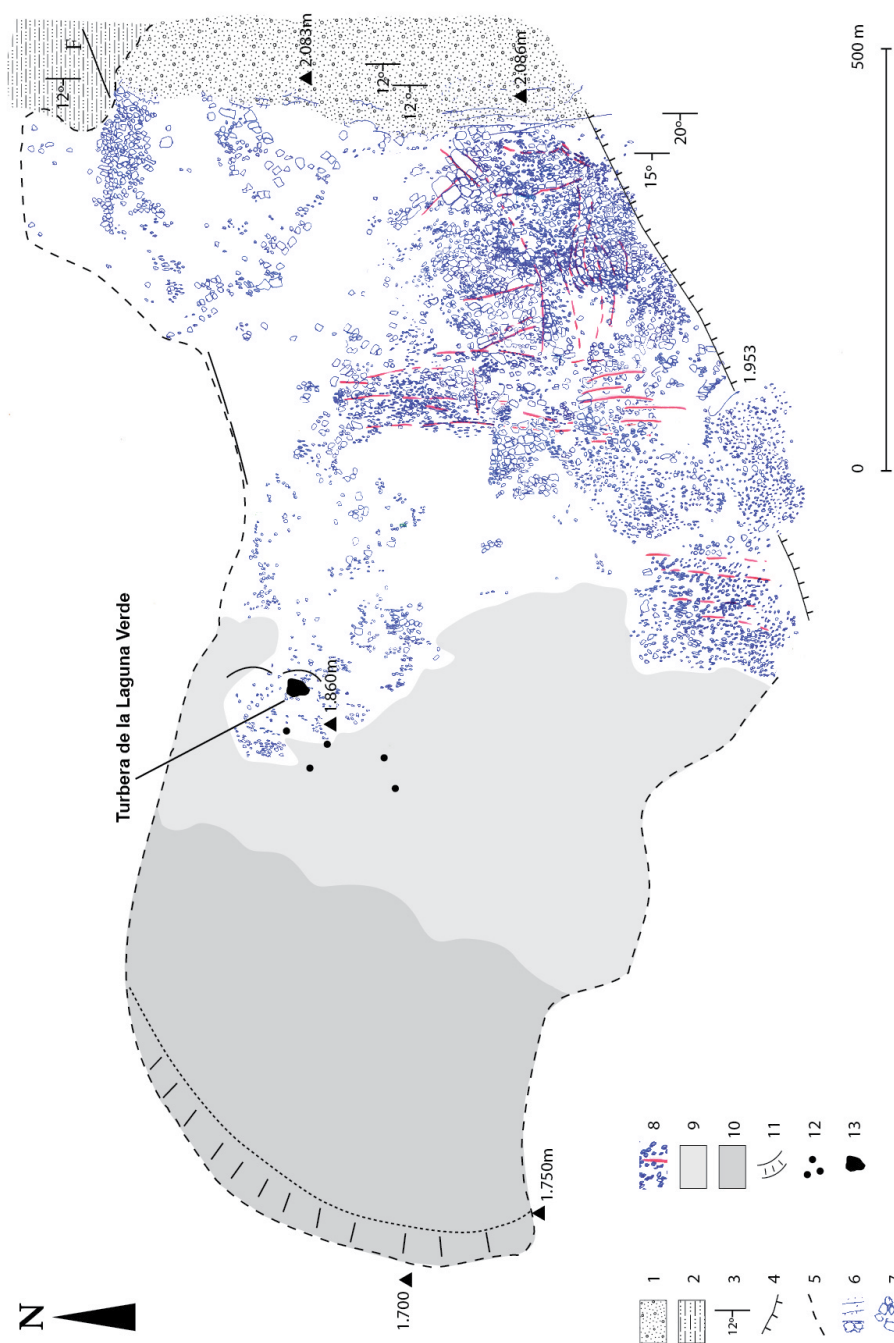


Figura 2: Paleomegadeslizamiento del Castillo de Vinuesa.

- 1- Conglomerados de la Facies Urbión; 2- Limolitas con niveles de areniscas intercaladas; 3- Buzamiento;
 4- Fallas; 5- Límites aproximados del deslizamiento; 6- Grietas de cabecera; 7- Mar de bloques de conglomerados reconocidos en fotografía aérea; 8- Alineaciones de megabloques; 9- Área de influencia de bloques dispersos de conglomerados (zona cubierta de bosque); 10- Sector arenoso del deslizamiento sin bloques de conglomerados (zona cubierta de bosque); 11- Talud del deslizamiento; 12- Troncos de *pinus nigra* secos de más de 500 años; 13- Turbera de la Laguna Verde

4. DISCUSIÓN

4.1. Clasificación del deslizamiento de castillo de Vinuesa

Este tipo de movimiento podría clasificarse como de un deslizamiento traslacional con desplazamiento lateral, aunque con una superficie de rotura que, arrancando en cabecera con su forma curva característica, continúa hacia ladera abajo alcanzando previsiblemente poca profundidad (Figura 3). Grandes bloques de conglomerados del grupo Urbión de la Facies Weald que formaban inicialmente un relieve en muela (Sanz et.al, 2001), se han desplazado a favor de pendiente relativamente suave favorecidos por la presencia de un nivel de limos y limolitas blandas que buzan a favor de la pendiente. Los condicionantes hidrogeológicos han sido determinantes ya que este nivel infrayacente debía hallarse humedecido al constituir la capa de conglomerados un acuífero libre de permeabilidad por fracturación. Esta alta fracturación inicial favorecía la recarga de lluvia y fusión de nieve por un lado, así como la disgregación en bloques de la capa, los cuales han sufrido desplazamientos diferenciales, fluencias, vuelcos y deslizamientos más pequeños dentro del conjunto caótico de la masa deslizada.

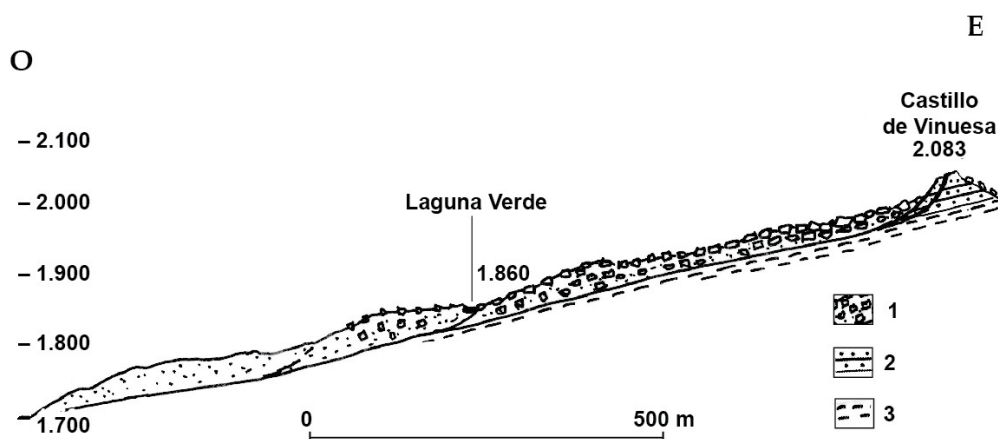


Figura 3: Corte geológico esquemático del paleomegadeslizamiento del Castillo de Vinuesa.
1- Masa deslizada; 2- Conglomerados de la formación Urbión de la Facies Weald; 3- Limolitas con areniscas

4.2. Cronología de los deslizamientos de ladera

Existen diversas posibilidades de datación de los deslizamientos de ladera citados anteriormente y que nos ha permitido ordenarlos cronológicamente según la historia geomorfológica de la zona. Para ello se han utilizado los criterios de datación relativa en relación con otros fenómenos geomorfológicos (caso del lóbulo de flujo de la laguna

Negra), la datación indirecta por fenómenos inducidos por los deslizamientos (deslizamiento del valle de origen glaciar de la cara norte de Urbión), y la datación del final del movimiento utilizando las turberas superpuestas al megadeslizamiento del Castillo de Vinuesa.

Deslizamientos asociados a las fases de retroceso de los glaciares

En la fase rápida de retroceso del glaciar de la cara norte de los Picos de Urbión, al desaparecer la parte baja de la lengua, la ladera izquierda (donde se acumulaban las morrenas de un nevero, y la morrena lateral del propio glaciar) quedo sin el apoyo del hielo, y estos depósitos deslizaron en movimiento gravitacional, habiendo otros materiales movidos sin carácter definido. Aquí se observan los efectos secundarios y depósitos asociados provocados o inducidos por este deslizamiento, como es el desvío del curso fluvial del río Frio de Urbión y la formación de represas aluviales. Pero lo más llamativo es la construcción de un cono aluvial lateral a expensas de la erosión acelerada de la cuenca denudada de la concha del deslizamiento y del antiguo nevero por parte de una pequeña corriente torrencial (Figura 4). Aunque no es posible datar el movimiento inicial con certeza, se piensa que este se produjo inmediatamente después del retroceso glaciar.

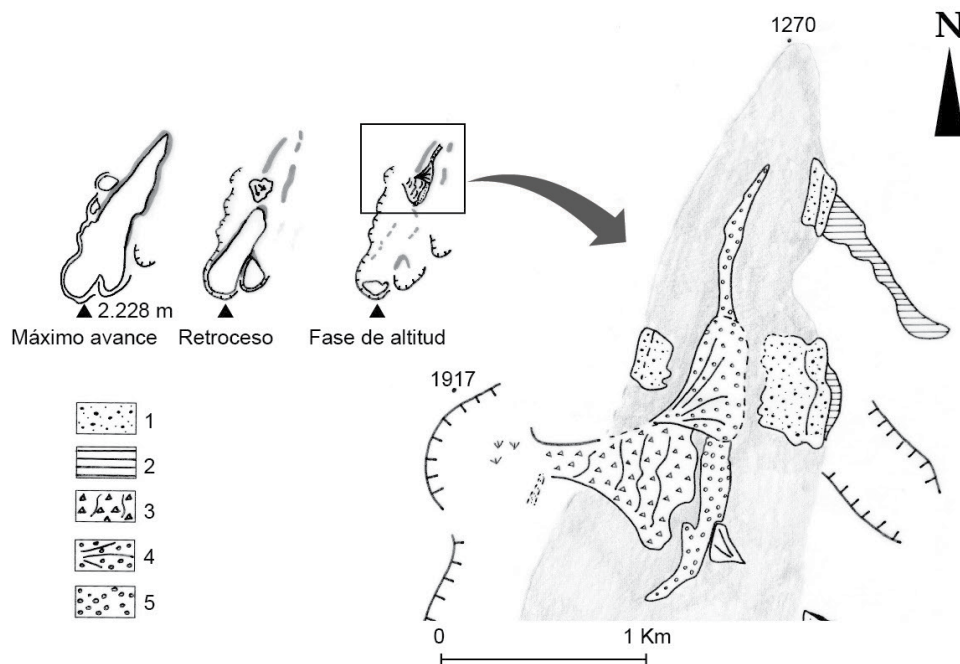


Figura 4: Movimientos gravitacionales y depósitos asociados originados durante el retroceso del glaciar cuaternario de los Picos de Urbión.

1- Morrenas laterales del máximo avance de los hielos; 2- Depósitos de obturación lateral; 3- Movimientos gravitacionales; 4- Conos de gravedad; 5- Planas fluvio-glaciares

También a estas fases inmediatas de retroceso glaciar corresponde seguramente la colada que arranca del Collado de la Cardanchuela (1.647 m) y baja por la ladera del Valle del Hornillo hasta los 1.300 m (Figura 1). Confundida inicialmente por nosotros (Sanz, 2001) con una morrena de difluencia que sobrepasa dicho collado, lo más probable es que se trate de una gran colada alimentada del área fuente de la morrena derecha del glaciar de la Laguna Negra, cuando esta tenía todavía una altura considerable, y que se derramó por las laderas del contiguo Valle del Hornillo cuando éste estaba ya desprovisto de hielo. Una fase de reavance del glaciar de la Negra construyó otra morrena lateral actualmente bien conservada, enmascarando la cicatriz de cabecera del deslizamiento de flujo.

Otros deslizamientos postglaciares

Hay otros deslizamientos postglaciares que no se han producido probablemente inmediatamente después de la retirada de los glaciares, si no que han podido ocurrir con un retardo de varios miles de años, ya sea por la fusión del permafrost, o simplemente por la duración necesaria para la formación de una rotura. A estos deslizamientos sin asignación cronológica clara podríamos incluir quizá los slumps de la ladera del valle de la Laguna Negra (Figura 4), o los movimientos en masa de las morrenas del glaciar del Hornillo, o los lóbulos de solifluxión que afectan a diversas zonas.

Deslizamientos históricos: El Castillo de Vinuesa

A parte de los deslizamientos más o menos subactuales que afectan a las morrenas del Valle del Revinuesa, glaciar del Portilla y glaciar rocoso de los Terreros (Sanz, 2001), se ha tenido la oportunidad de datar la turbera de la Laguna Verde del paleodeslizamiento del Castillo de Vinuesa. Esto ha sido muy importante para diferenciar si se trataba de un glaciar rocoso perteneciente a la última glaciación, tal como había sido inicialmente clasificado por Sanz (2001), o de un movimiento en masa, ya que las características geomorfológicas no permitían a priori diferenciar su verdadero origen. La datación mediante C14 de muestras tomadas del fondo de la turbera de la Laguna Verde delatan que la edad mínima del deslizamiento es de 1.600 ± 30 BP, por lo que se haya muy alejado del periodo glaciar de ámbito de formación de los glaciares rocosos de estas sierras (Ortigosa, 1985; Sanz, 2001). Esta edad está muy acorde con la tasa de sedimentación de las turberas de relleno de las lagunas de origen glaciar de la zona (Ruiz et al. 2002).

Se confirma también que la Laguna Verde no es de origen glaciar, si no producto del relleno orgánico de una depresión cerrada originada en la cabecera de un mediano deslizamiento rotacional en medio del deslizamiento general. Por otra parte, es de señalar que el deslizamiento es estable desde al menos aquella época, porque se admite que estos depósitos orgánicos sólo se pueden formar en estas depresiones cerradas durante periodos de estabilidad relativa. Esta inactividad del movimiento queda confirmado en el que los pinos (*Pinus nigra*) cortados (se han podido contar los anillos), con más de 500 años no se han movido (véase figura 2 con la situación de los mismos). Y aparte hay bastantes otros

árboles singulares de semejante edad (pinos negros, silvestres e híbridos) repartidos por todo el deslizamiento que parecen asegurar que el deslizamiento se haya inactivo en toda su superficie. Es altamente curioso comprobar que una de las dos únicas manchas de *Pinus nigra* de este sector de la Cordillera Ibérica (hay otra en los cercanos los Hoyos del Iregua, en La Rioja) se haya emplazada justo en este deslizamiento. Como se sabe, este es un árbol residual de los bosques más extensos que cubrían la zona en la última glaciación en zonas más bajas.

5. CONCLUSIONES

Este análisis previo ha permitido conocer el ambiente geomorfológico y las condiciones favorables a la formación de las inestabilidades. En algunos casos parecen ser deslizamientos relacionados con el retroceso inmediato de los glaciares, otros parecen asociarse a fases más avanzadas de dicho retroceso y al deshielo del permafrost postglaciar. En otros casos, como el paleomegadeslizamiento del Castillo de Vinuesa están claramente alejados del periodo glaciar. Este deslizamiento en particular es de época romana, y removió un pico de más de 2.000 m de altitud de conglomerados duros de la Facies Urbión. Esta cumbre de la Sierra quedó casi destruida y en “estado ruinoso”. Parece clasificarse como un deslizamiento traslacional con influencias de expansión lateral y con caracteres locales de deslizamiento rotacional.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a la sección del Medio Natural de la Consejería de Medio Ambiente de la Junta de Castilla y León, y en particular a sus titulares, José Manuel Meneses y José Antonio Lucas, por haber otorgado el permiso de la toma de muestras en la turbera de la Laguna Verde del Castillo de Vinuesa.

REFERENCIAS

- Corominas, J. (1989): Clasificación y reconocimiento de los movimientos de ladera. Monografía 3. Sociedad Española de Geomorfología. Zaragoza, pp. 1-30.
- Ortigosa, L. (1985). Los glaciares rocosos de la Sierra de Cebollera. Actas del I Coloquio sobre Geografía de La Rioja pp.55-67. Logroño.
- Sanz, E. 1994. Estudio sobre el glaciario, periglaciario y el karst en las Sierras de Urbión y Cebollera. Dirección general del Medio Natural. Consejería de medio Ambiente y Ordenación del Territorio de Soria (Inedito). 114

- Sanz, E. 2001 Las Montañas de Urbión, Cebollera y Cabrejas. Geomorfología y Patrimonio Geológico. Ed. Diputación Provincial de Soria. Soria. España. Colección Temas Sorianos. Vol. 43. 244 pág
- Sanz, E., Meneses, J.M., Molina, J.I. (1997). El relieve de los conglomerados en los espacios naturales de la Sierra de Urbión y Neila (Burgos y Soria). III Reunión Nacional de la Comisión de Patrimonio Geológico. Universidad de Girona. Girona (España). 16-18 sep. (1997). Libro de comunicaciones. Vol. 1. pp: 81-86. ISSN/ISBN: 84-88762-84-4.
- Schoeneich, P. 1991. La datation des glissements de terrain. Landslides, Bell (ed).pp.205-212.
- Ruiz, M.B., Gil, M.J., Dorado, M., Valdeolmillos, A., Vegas, J., Pérez, A. (2002): Clima y vegetación durante el Tardiglacial y el Holoceno en la Sierra de Neila (Sistema Ibérico Noroccidental). Cuaternario y Geomorfología 16 (1-4), 9-20.
- USGS (2004): Landslide Types and Processes. U.S. Department of the Interior, U.S. Geological Survey, 4 pp. <http://pubs.usgs.gov/fs/2004/3072/>
- Varnes, D.J. (1978): Slope Movements, Types and Processes. In: Schuster, R.L. Krizck, R.J. (Eds.), Special Report 176: Landslides: Analysis and Central. Transportation Research Board. National Academy of Sciences, Washington DC, pp. 11-33.

RECONOCIMIENTO DE LOS DEPÓSITOS DE DEBRIS AVALANCHE DE GRAN CANARIA: UNOS MEGA-DESLIZAMIENTOS POCO CONOCIDOS

Alejandro LOMOSCHITZ *, **Javier HERVÁS [†]** y **Ramón CASILLAS RUIZ ^{††}**

* Departamento de Ingeniería Civil.
Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles.
Universidad de Las Palmas de Gran Canaria, España.
Alejandro.lomoschitz@ulpgc.es

[†] European Commission
Joint Research Centre (JRC),
Ispra (Va), Italia.
javier.hervas@ec.europa.eu

^{††} Departamento de Biología Animal, Edafología y Geología.
Facultad de Ciencias
Universidad de La Laguna, España
rcasilla@ull.es

RESUMEN

En las últimas décadas se ha puesto de manifiesto la enorme importancia que han tenido los grandes movimientos de ladera en la evolución de las islas volcánicas. Entre ellos, los “debris avalanches” constituyen un grupo de características propias, debido a sus grandes dimensiones, su extremada rapidez de formación y la complejidad de los depósitos resultantes. En Gran Canaria existen dos buenos ejemplos de este grupo de deslizamientos: 1) el “debris avalanche” plioceno del estratovolcán Roque Nublo, cuyo depósito excede los 30 km de longitud, y 2) el “debris avalanche” cuaternario de Tenteniguada, con 7.1 km. La presente comunicación explica las características propias de los “debris avalanches” y explica cómo estas características han permitido reconocer y estudiar los grandes deslizamientos que los han originado.

Palabras clave: debris avalanche, isla volcánica, deslizamiento, Islas Canarias, Gran Canaria.

1. INTRODUCCIÓN

En la historia geológica de las Islas Canarias han estado presentes los mega-deslizamientos submarinos o de flanco insular (Krastel et al., 2001; Masson et al., 2002; Carracedo et al., 2009; Lomoschitz y Galindo, 2014); grandes deslizamientos gravitacionales subaéreos (Lomoschitz et al., 2002) y también grandes deslizamientos de tipo “debris avalanche” que son menos conocidos. Estos últimos no son excluyentes de los grupos anteriores, porque no dependen de la posición, sumergida o subaérea, de sus depósitos, sino que dependen principalmente del mecanismo de deslizamiento que los originó y que, en ocasiones, es difícil de deducir. En Gran Canaria existen dos buenos ejemplos de estos deslizamientos: 1) el *debris avalanche* plioceno del estratovolcán Roque Nublo y el *debris avalanche* cuaternario de Tenteniguada (Figura 1).

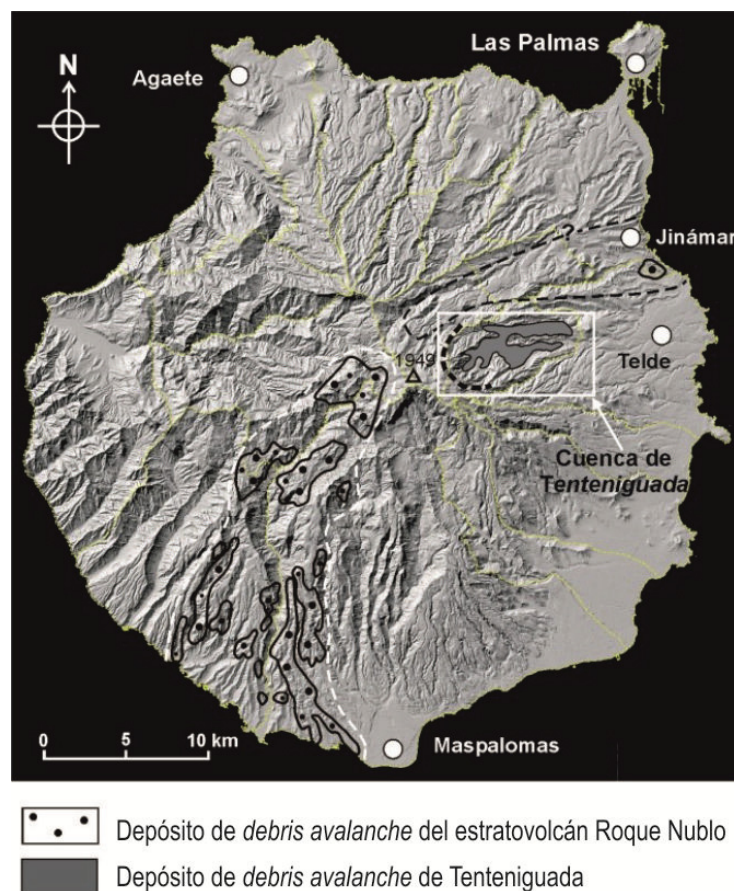


Figura 1. Principales depósitos de *debris avalanche* en la isla de Gran Canaria. Lomoschitz et al. (2008).

2. CARACTERISTICAS DE LOS *DEBRIS AVALANCHES*

Los *debris avalanches* son movimientos de ladera, extremadamente rápidos, que han de ser iniciados por el colapso o deslizamiento de una masa rocosa y deberían ser clasificados como flujos (*flows*) o deslizamientos complejos (*complex landslides*) de acuerdo a las categorías de Cruden y Varnes (1996). La mayoría de los depósitos de *debris avalanche* han sido producidos por la rotura de laderas en áreas volcánicas activas (Siebert, 1984; Voight, 2000). En estas áreas los *debris avalanches* pueden ser también desencadenados por un terremoto, precipitaciones o simplemente por la gravedad (Endo et al., 1989; Belousov et al., 1999; Capra et al., 2002), en cuyos casos se ha sugerido origen no volcánico.

La erupción del Monte St. Helens (Washington, EE.UU.) en mayo de 1980 marca un punto de inflexión en la volcanología moderna (Voight et al., 1983). Por primera vez se pudo observar y monitorizar una erupción pliniana, que produjo una explosión lateral de velocidad supersónica (*lateral blast*) y un gran deslizamiento, que fue clasificado como *rock slide-avalanche* y cuyo depósito fue estudiado en detalle. A partir de ese momento, se establecieron los criterios para discriminar los depósitos de *debris avalanche* y otros depósitos volcanoclásticos (Ui, 1989) y se encontraron diferencias entre las estructuras internas presentes en los *debris avalanches* y otros *rock slides* y *rock avalanches* (Ui et al., 2000).

A partir de los trabajos de Ui (1989) y Ui et al. (2000) un depósito de *debris avalanche* está caracterizado por una morfología con relieves alomados (*hummocky topography*) y escarpes abruptos en sus bordes laterales y frontal, reconocibles en caso de estar bien conservados. Una evidencia interna adicional es la presencia de facies de bloques y facies de matriz características. La facies de bloques consiste en grandes fragmentos, fracturados y deformados, provenientes de un macizo volcánico y, en general, preservan su estructura interna y texturas originales, intactas. En estas facies, los cuerpos rocosos masivos y compactos suelen mostrar fracturas conjugadas. Por otro lado, la facies de matriz constituye una mezcla de clastos volcánicos variados, procedentes de distintas partes del volcán original. Asimismo, gravas aluviales y fragmentos de madera pueden ser incorporados durante el transporte.

En comparación, los depósitos de lahar (tipo *mud flow* y *debris flow*) poseen texturas y estructuras internas similares a las facies de matriz de un depósito de *debris avalanche*; sin embargo, los depósitos de lahar no contienen facies de bloque. Por su parte, los depósitos de nube ardiente presentan una morfología ondulada más regular que los depósitos de *debris avalanche* y, además, la superficie de los componentes juveniles presenta grietas de retracción.

Los *debris avalanches* involucran volúmenes importantes de fragmentos de rocas (de 0,2 a 20 km³) que son transportados a gran velocidad (50-70 m/s en el caso de 1980 del Monte St. Helens, Washington) (Voight et al., 1983) y recorren en pocos minutos distancias de kilómetros a decenas de kilómetros. Son propios de zonas volcánicas activas. En Japón, por ejemplo, se han reconocido 71 depósitos de *debris avalanche*, procedentes de 52 volcanes cuaternarios (Ui et al., 1986). El 49% de ellos han podido relacionarse con estratovolcanes y domos lávicos activos, mientras que solo unos cuantos casos históricos han podido asociarse con un evento sísmico concreto. Una vez activados, los mecanismos de transporte y depósito son complejos y en detalle las estructuras internas de los depósitos son de difícil interpretación. Esto hace que cada depósito, salvo algunas características comunes, sea muy diferente a los otros.

Los *debris avalanches* pueden producirse de formas diferentes. De manera resumida, se distinguen tres tipos según sus mecanismos generadores: *Bezymianny*, *Bandai* y *Unzen*. En el primero el componente principal es magmático y en el segundo es de tipo freático, mientras que el tipo *Unzen* no está relacionado con erupciones explosivas sino con actividad sísmica.

3. EL *DEBRIS AVALANCHE* PLIOCENO DEL ESTRATOVOLCÁN ROQUE NUBLO

La descripción e interpretación de este *debris avalanche* puede encontrarse en García Cacho et al. (1994) y Mehl y Schmincke (1999). Por su parte, el estratovolcán Roque Nublo y sus facies han sido estudiadas, entre otros, por Pérez Torrado et al. (1995), y la prolongación sumergida del depósito por Funck y Schmincke (1998). A continuación se expone un resumen de las características principales del mismo:

- a) En Gran Canaria se formó, entre los 5,5 y 2,7 millones de años un gran estratovolcán central, que alcanzó los 2.500 m de altura (1.950 es la cota máxima actual), con una disposición asimétrica definida por extensas y suaves laderas en el Norte y cortas y pronunciadas laderas hacia el Sur. Varios colapsos devastaron el estratovolcán Roque Nublo, generando depósitos de *debris avalanche* que excedieron los 25 km de longitud y que ocuparon el sector S-SO de la isla (Figura 2-a). También se adentraron en el mar, al menos otros 25-30 km como depósito sumergido, pues han sido identificados sobre el basamento insular hasta los 1.800 m de profundidad.
- b) En los estadios finales de crecimiento del edificio Roque Nublo, hace unos 3 Ma sobrevienen una serie de colapsos laterales que afectan principalmente a la porción meridional del estratovolcán. La importante sucesión de coladas, de varios cientos de metros de espesor, y su mayor inclinación hacia el Sur, proporcionaron unas condiciones

previas de mayor acumulación de tensiones, con tendencia a la inestabilidad en esa vertiente.

- c) García Cacho et al. (1994) describen el *debris avalanche* de Roque Nublo como un depósito caótico y masivo, formado principalmente por facies de megabloques y facies de matriz. Los megabloques conservan las estructuras volcánicas originales, como son la estratificación y los diques truncados (sin raíz). Son también responsables del relieve ondulado tipo *hummocky*, propio de las grandes masas deslizadas, y predominan en las zonas proximal y media del depósito; mientras que los conjuntos más desagregados y rotos (facies de matriz) prevalecen en la zona distal. El recorrido de la avalancha fue controlado por los amplios paleovalles pre-existentes, por donde se canalizó el depósito (Figura 2-b).

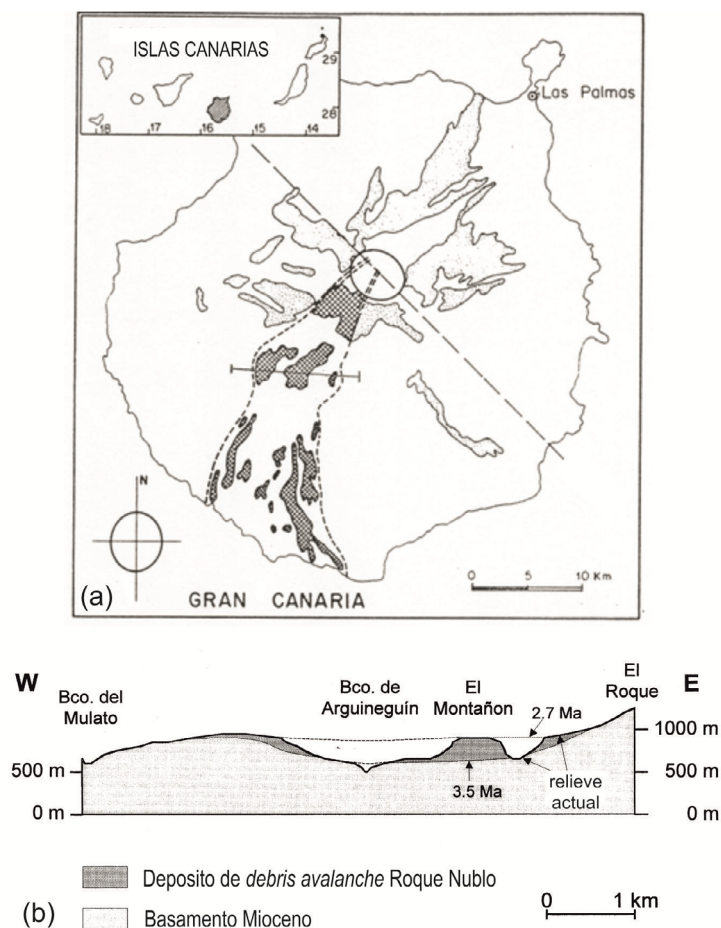


Figura 2. (a) Mapa geológico simplificado de los depósitos del estratovolcán Roque Nublo. La caldera central se representa por una elipse, las zonas punteadas son afloramientos *in situ*, mientras que las zonas con cuadros son los restos del depósito deslizado del sector S-SW (según García Cacho et al., 1994). **(b)** Perfil W-E a unos 12 km de la costa suroeste de Gran Canaria (según Mehl y Schmincke, 1999). El *debris avalanche*, en gris, rellenó amplios valles con espesores variables, de hasta 300 m.

- d) Las características del depósito, con estructuras volcánicas bien preservadas, sugieren un transporte en masa con flujo laminar, sin turbulencias o giros significativos. Para una altura pre-colapso $H=2.600$ m y una distancia de transporte $L=28$ km, se obtiene una relación $H/L=0,09$. Este valor resulta intermedio entre los recopilados por Siebert (1984), que varían entre 0,05 y 0,2. García Cacho et al. (1994) estiman una velocidad máxima de 90 m/s y un tiempo de desplazamiento de unos 5 minutos.
- e) Mehl y Schmincke (1999) consideran que el mecanismo desencadenante de la rotura es incierto. Se plantea que quizás no fuese una erupción, sino tal vez un terremoto, o incluso que la erosión jugase un papel importante en la inestabilidad. Sin embargo, resulta consistente afirmar que alguna de las emisiones volcánicas finales, altamente explosivas, del estratovolcán Roque Nublo pudo servir de mecanismo desencadenante del colapso.

4. EL *DEBRIS AVALANCHE* CUATERNARIO DE TENTENIGUADA

La descripción e interpretación de este depósito puede encontrarse en los artículos de Quintana y Lomoschitz (2001) y de Lomoschitz et al. (2008). Se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- a) Estos depósitos son el resultado de un fenómeno de *debris avalanche* que ocurrió dentro del intervalo de hace 0,3 a 2 Ma, y que consistió en un evento único, violento y extremadamente rápido. Esta horquilla de edades geológicas se ha obtenido gracias a la datación radiométrica K/Ar de coladas volcánicas infra y suprayacentes (Guillou et al., 2004). Ocupan una extensión de unos $8,8 \text{ km}^2$ y alcanzan un volumen de $0,35 \text{ km}^3$, con un espesor medio de depósito de 40 m (Figuras 3 y 4).
- b) La distancia L recorrida por la masa deslizada alcanzó los 7,1 km y considerada una altura $H=1,4$ km (desde la coronación del escarpe a la base del depósito) se obtiene un valor $H/L=0,19$. Este valor resulta elevado comparado con los datos recopilados por Siebert (1984), que varían entre 0,05 y 0,2, e indicaría una baja movilidad en el transporte.
- c) Este gran deslizamiento fue producido por inestabilidad de una ladera situada en el sector E-NE de la isla de Gran Canaria, a unos 5 km del centro actual de la misma. La particularidad del depósito resultante reside en que dentro se pueden encontrar múltiples estructuras que reflejan los mecanismos actuantes durante el transporte y depósito de un *debris avalanche*: estructuras en dominó, tipo *sandwich*, sombras de acumulación, colas de clastos fragmentados, micro-fallas, inyecciones clásticas; así como las grietas en

rompecabezas (*jigsaw puzzle cracks*), que afectan a clastos y bloques, y las superficies de relieve alomado (*hummocky*), muy frecuentes en este tipo de depósitos (Figura 5).

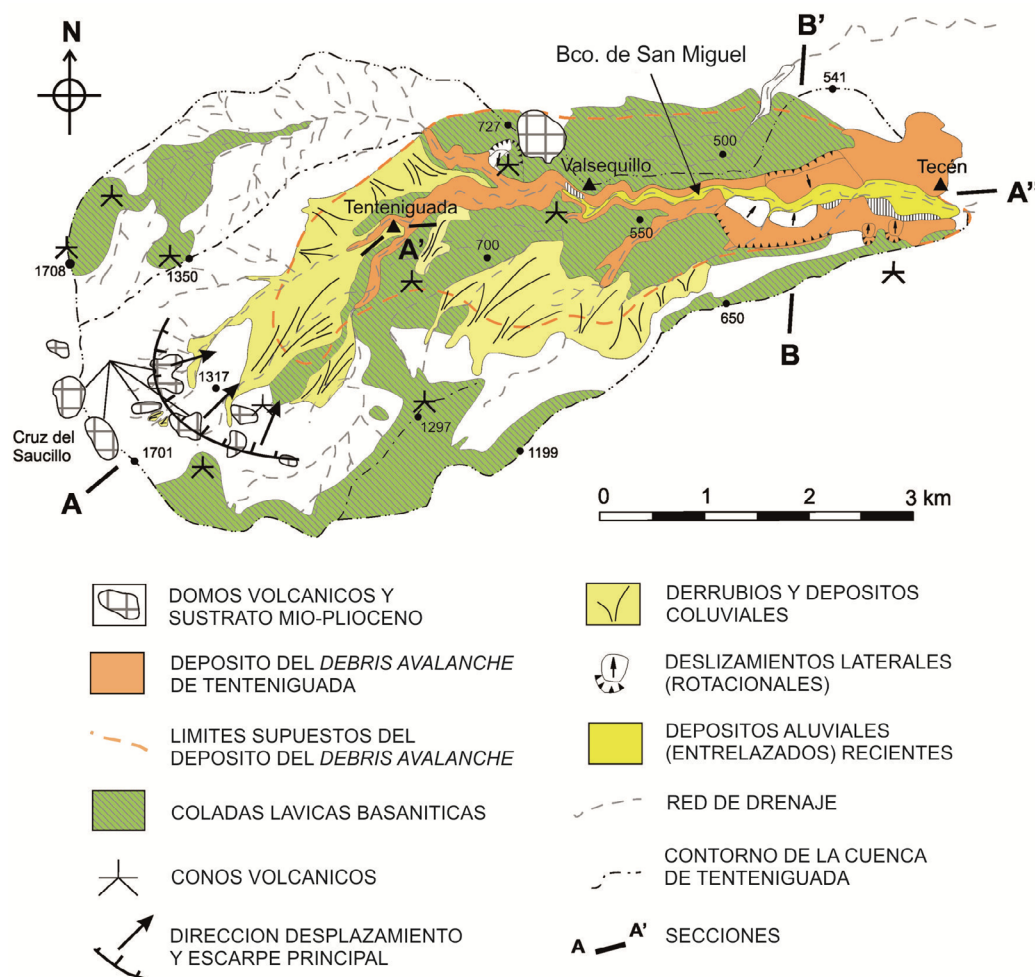


Figura 3. Mapa geológico de la cuenca de Tenteniguada (Gran Canaria), modificado de Quintana y Lomoschitz (2001). Extraído de Lomoschitz et al. (2008).

- d) La desestabilización de las laderas debió ser favorecida por la presencia de numerosos domos y diques volcánicos, que se observan aún en la actual cabecera de la cuenca. Estos provocaron esfuerzos distensivos y favorecieron la alteración de los materiales infrayacentes. También procuraron un contorno estructural, con forma de arco, favorable a la separación del cuerpo rocoso que deslizó.
- e) El mecanismo desencadenante de este *debris avalanche* se desconoce. Por un lado, las explosiones freatomagmáticas de los volcanes vecinos no parecen encajar en el intervalo

de edades propuesto. Por otro lado, la existencia de paleo-barrancos previos (por donde se canalizó el depósito) y la incorporación de cantos aluviales (en su masa), hacen pensar que la erosión fluvial dejó libre la base y contribuyó también a la inestabilidad del conjunto. Tal vez la inestabilidad fue desencadenada por la elevación de los niveles freáticos y el aumento de carga hidráulica, posiblemente relacionados con un periodo prolongado de lluvias.

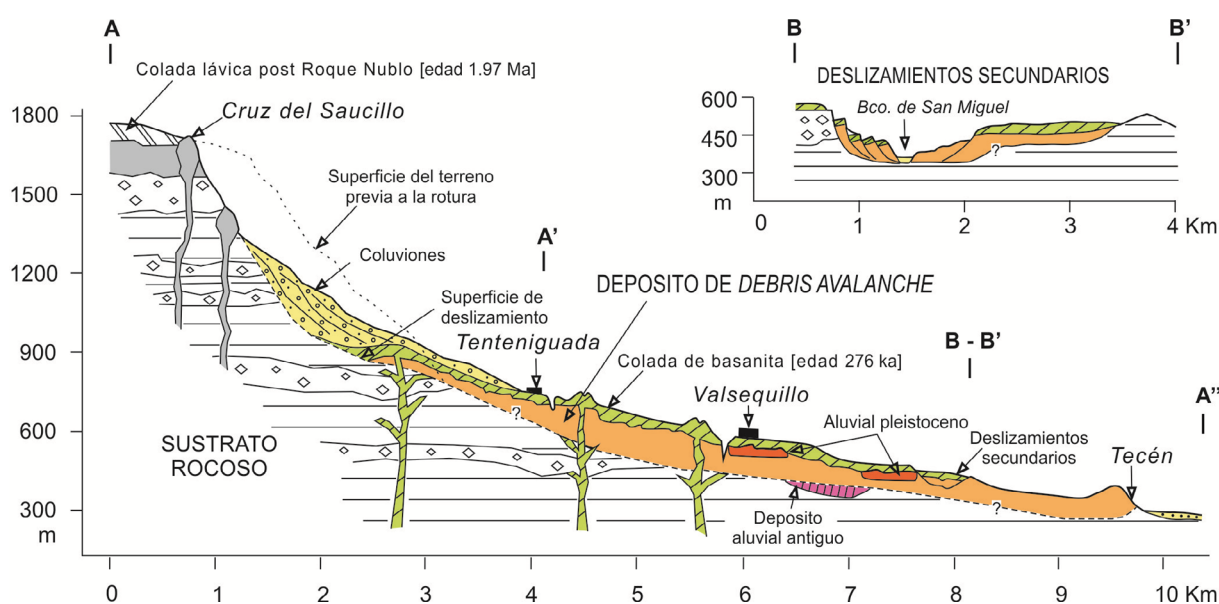


Figura 4. Sección longitudinal W-E (A-A'-A'') del *debris avalanche* de Tenteniguada, Gran Canaria. La sección transversal (B-B') muestra los deslizamientos rotacionales (tipo *slump*) que, con base en el barranco actual, afectan a la parte distal del *debris avalanche*. Extraído de Lomoschitz et al. (2008).

5. CONCLUSIONES

A modo de conclusión, pueden enumerarse los criterios que han permitido el reconocimiento de estos depósitos de *debris avalanche*.

5.1 Reconocimiento del *debris avalanche* Roque Nublo

- **Relación con el contexto geológico.** Las rocas involucradas en el depósito deslizado se reconocen fácilmente por provenir, principalmente, de los paquetes de la “brecha volcánica Roque Nublo” (ignimbritas ricas en líticos y matriz tefrítica, de las emisiones volcánicas del Ciclo magmático II de Gran Canaria).

- **Trabajos previos.** En la cartografía geológica de la serie MAGNA (Balcells et al., 1990) se emplea la denominación “facies deslizadas de la brecha Roque Nublo”. En efecto, en el campo se reconocen bien los típicos paquetes originales, masivos y potentes, si bien éstos están más fracturados y desorganizados. Por un lado, García Cacho et al. (1994) destacan que en la zona proximal se reconocen grandes porciones rocosas con fracturas subverticales, apoyadas unas sobre otras, como piezas de dominó. Estas vienen a corresponder a la parte de cabecera del colapso (facies proximal) e incluyen abundantes estrías de fallamiento. Por otro lado, Mehl y Schmincke (1999) han distinguido 5 componentes y facies: megabloques (<100 m), bloques de *debris avalanche* (grandes= 10-100 m; y pequeños= 0,25-10 m), facies homogéneas, facies cizalladas y facies mezcladas.
- **Facies predominantes.** Principalmente hay facies de megabloques y bloques, y su desintegración incompleta y su buena preservación son propiedades muy destacables. Por el contrario, las rocas atrapadas entre éstos, o entre ellos y el basamento, fueron intensamente reducidos por cataclasis y abrasión.
- **Formas externas y preservación.** La meteorización ha actuado sobre estos materiales, debido a su carácter brechoide, produciendo cuevas y oquedades, a veces muy vistosas. Sin embargo, en general, resulta notorio el buen grado de preservación que han tenido. Esta ha sido facilitada por minerales secundarios que rellenan las grietas, cementando el conjunto.
- **Escala de observación.** Un elemento limitante del reconocimiento de este *debris avalanche* es su gran extensión longitudinal (más de 25 km). A esto se suma la utilidad limitada de la fotointerpretación.

5.2 Reconocimiento del *debris avalanche* de Tenteniguada

Entre los elementos que han permitido el reconocimiento del *debris avalanche* de Tenteniguada, se destacan los siguientes:

- **Trabajos previos** (por ej. Balcells et al., 1992) habían incluido este depósito dentro de un amplio conjunto, presente en Gran Canaria, que denominaron: “depósitos de deslizamientos gravitacionales”. No obstante, no llegaron a precisar sus características y origen particulares.
- **Elementos geomorfológicos destacados** en el relieve, y que aún perduran, son ya señal inequívoca de un proceso “anómalo” que afectó a las laderas. Primero, la marcada cabecera en anfiteatro de la cuenca de Tenteniguada; que aparece, además, flanqueada por enormes “roques” que, con forma de protuberancias cilíndricas, son el resto erosivo de domos fonolíticos. Segundo, los extensos abanicos de derrubios

dirigidos desde los cantiles, en semicírculo, hacia el interior de la cuenca. Y otros rasgos, como las coladas lávicas subhorizontales sobre el depósito de *debris avalanche*, o el promontorio que constituye el pie, debido a un ascenso “en rampa” de la parte frontal.

- **La presencia de facies típicas**, reconocibles en el interior del depósito (facies de megabloques y de matriz), a pesar del aspecto general caótico de los materiales. No obstante, la observación del interior del depósito ha sido posible por la incisión fluvial realizada por los barrancos. Si no fuera así, el *debris avalanche* como tal habría sido difícilmente identificable.

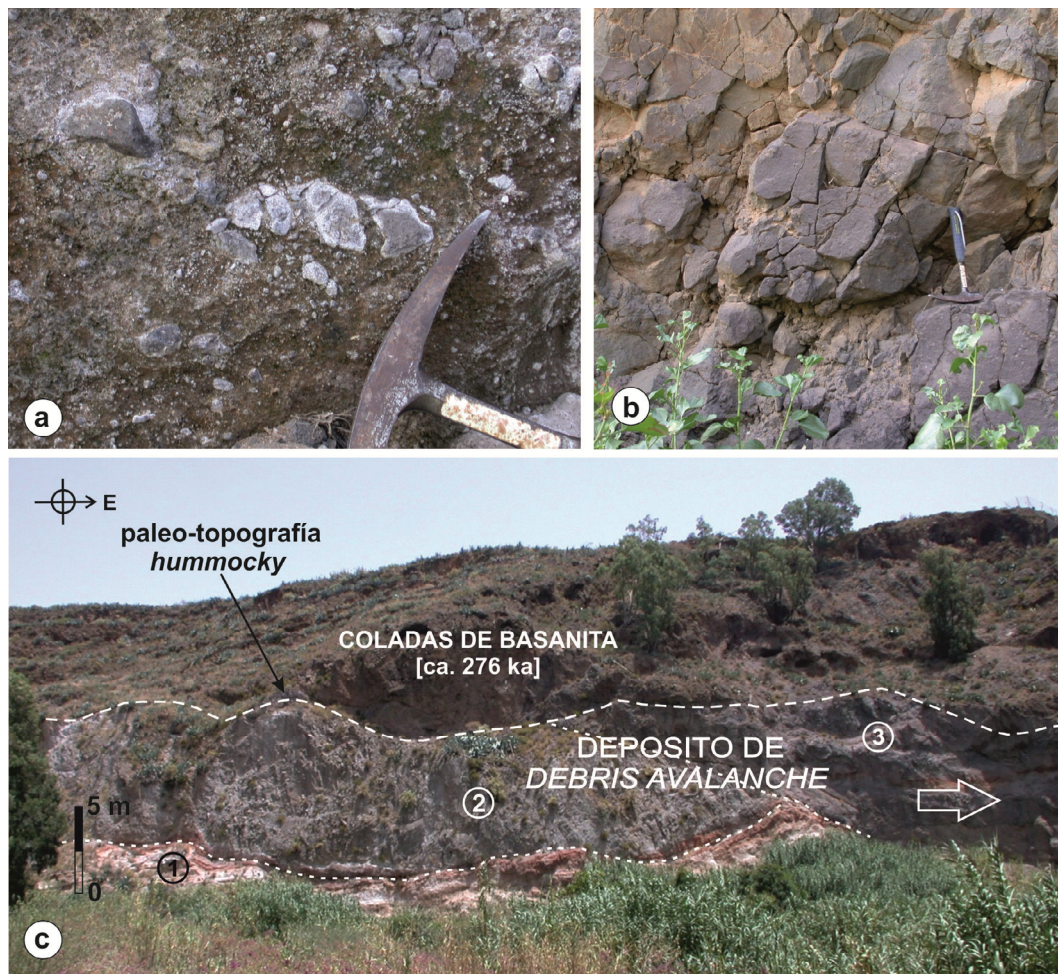


Figura 5. Aspecto de las facies del *debris avalanche* de Tenteniguada: (a) conglomerado caótico con matriz arenosa que constituye la facies de matriz; (b) fracturas en rompecabezas (*jigsaw puzzle cracks*) frecuentes en la facies de bloques; (c) megabloque (facies de bloque) incluyendo: (1) un nivel de cenizas y pumitas fonolíticas; (2) una colada de tefritas con abundantes fracturas en rompecabezas; y (3) una colada tefrítica ligeramente fracturada. Extraído de Lomoschitz et al. (2008).

- **La tendencia estratiforme del depósito.** Gracias a los extensos afloramientos de las paredes de los barrancos, a grandes rasgos el *debris avalanche* se ha podido asemejar a un amplio depósito estratificado, de unos 40 m de espesor medio. Este se encuentra “atrapado” entre el substrato rocoso (del Plioceno superior) y extensas coladas de basanitas, que lo recubren (del Pleistoceno Medio). Todo ello, a pesar de que la masa deslizada se encuentra cubierta en la zona de cabecera por potentes coluviones y hallarse su pie al descubierto.

En contra de los criterios citados, conviene advertir que, si tan sólo se contara con afloramientos reducidos, los materiales de un *debris avalanche* pueden pasar desapercibidos y confundirse con materiales volcánicos originales. Esto ocurre principalmente en el caso de las facies de megabloques (>100 m) y, en menor medida, con las facies de matriz que pueden confundirse con coladas piroclásticas o depósitos laháricos, que pueden asemejarse bastante y cuya variabilidad de facies es amplísima.

REFERENCIAS

- Balcells, R., Barrera, J.L. y Gómez, J.A., 1990. Mapa Geológico de España a escala 1: 25.000 Gran Canaria, Mapas 1109 II (Telde) and 1109 III (San Bartolomé de Tirajana). Instituto Tecnológico y Geominero de España (ITGE), Madrid.
- Balcells, R., Barrera, J.L. y Gómez J.A., 1992. Proyecto MAGNA. *Memoria y mapa geológico de España a escala 1:100.000. Gran Canaria*, hoja nº 21-21/21-22. ITGE (actual IGME), Madrid, 323 pp.
- Belousov, A., Belousova, M. and Voight, B., 1999. Multiple edifice failures, debris avalanches and associated eruptions in the Holocene history of Shiveluch volcano, Kamchatka, Russia. *Bulletin of Volcanology*, 61: 324-342.
- Capra, L., Macias, J.L., Scout, K.M., Abrams, M. and Garduño-Monroy, V.H., 2002. Debris avalanches and debris flows transformed from collapses in the Trans-Mexican Volcanic Belt, Mexico – behavior, and implications for hazard assessment. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 113: 81-110.
- Carracedo, J.C., Pérez Torrado, F.J., Paris, R. y Rodríguez Badiola, E., 2009. Megadeslizamientos en las Islas Canarias. *Enseñanza de las Ciencias de la Tierra*, 2009 (17-1): 44-56.
- Cruden, D.M. and Varnes, D.J., 1996. Landslides types and processes. In: *Landslides: Investigation and Mitigation*. Turner, A.K., Schuster, R.L. (eds.), Special Report 247. Transportation Research Board, Washington D.C., 36-75.
- Endo, K., Sumita, M., Machida, M. and Furuichi, M., 1989. The 1984 collapse and debris avalanche deposits of Ontake Volcano, Central Japan. In: Latter, J.H. (ed), *IAVCEI Proceedings in Volcanology 1, Volcanic Hazards*. Springer-Verlag, Berlin and Heidelberg, pp. 210-229.
- Funck, T. and Schmincke, H.-U., 1998. Growth and destruction of Gran Canaria deduced from seismic reflection and bathymetric data. *Journal of Geophysical Research*, 103: 1539-15407.
- García Cacho, L., Díez-Gil, J.L. y Araña, V., 1994. A large volcanic debris avalanche in the Pliocene Roque Nublo Stratovolcano, Gran Canaria, Canary Islands. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 63: 217-229.

- Guillou, H., Pérez, F.J., Hansen, A.R., Carracedo, J.C. and Gimeno, D., 2004. The Plio-Quaternary volcanic evolution of Gran Canaria based on new K-Ar ages and magnetostratigraphy. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 135: 221-246.
- Krastel, S., Schmincke, H.U., Jacobs, C.L., Rihm, R., Le Bas, T.P. and Alibés, B., 2001. Submarine landslides around the Canary Islands, *Journal of Geophysical Research*, 106 (B3): 3977-3997.
- Lomoschitz, A., Meco, J. y Corominas, J., 2002. The Barranco de Tirajana basin, Gran Canaria (Spain). A major erosive landform caused by large landslides. *Geomorphology*, 42: 117-130.
- Lomoschitz, A., Hervás, J., Yepes, J., and Meco, J., 2008. Characterisation of a Pleistocene debris-avalanche deposit in the Tenteniguada Basin, Gran Canaria Island, Spain. *Landslides*, 5: 227-234.
- Lomoschitz, A. and Galindo, I., 2014. Megalandslides on the Atlantic islands of Fogo (Cape Verde) and El Hierro (Canary Islands): a review. In: *IV International Symposium of Marine Sciences*, Book of Abstracts, Las Palmas de Gran Canaria, Spain, p. 185.
- Masson, D.G., Watts, A.B., Gee, M.J.R., Urgelés, R., Mitchell, N.C., Le Bas, T.P. and Canals, M., (2002). Slope failures on the flanks of the Western Canary Islands. *Earth Science Reviews*, 57: 1-35.
- Mehl, K.W. and Schmincke, H-U., 1999. Structure and emplacement of the Pliocene Roque Nublo debris avalanche deposit, Gran Canaria, Spain. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 94: 105-134.
- Pérez-Torrado, F.J., Carracedo, J.C. and Mangas, J., 1995. Geochronology and stratigraphy of the Roque Nublo Cycle, Gran Canaria, Canary Islands. *Journal of the Geological Society*, London, 152: 807-818.
- Quintana, A. y Lomoschitz, A., 2001. Descripción e interpretación del depósito de *debris avalanche* del barranco de San Miguel, Gran Canaria. *Geogaceta*, 30: 123-126.
- Siebert, L., 1984. Large volcanic debris avalanches: Characteristics of source areas, deposits and associated eruptions. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 22: 163-197.
- Ui, T., 1989. Discrimination between debris avalanches and other volcanoclastic deposits. IAVCEI Proc. in Volcanology 1. Latter, J.H. (ed.), *Volcanic Hazards*. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, pp. 201-209.
- Ui, T., Takarada, S. and Yoshimoto, M., 2000. Debris avalanches. In: Sigurdsson, H., Houghton, B., Menutt, S., Rymer, H. and Stix, J. (eds.) *Encyclopedia of Volcanoes*, Elsevier, pp. 617-625.
- Ui, T., Yamamoto, H. and Suzuki-Kamata, K., 1986. Characterization of debris avalanche deposits in Japan. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 29: 231-243.
- Voight, B., 2000. Structural stability of andesite volcanoes and lava domes. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London A* (358): 1663-1703.
- Voight, B., Janda, R.J., Glicken, H. and Douglass, P.M., 1983. Nature and mechanics of the Mount St Helens rockslide-avalanche of 18 May 1980. *Géotechnique*, 33: 243-273.

APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESPECTRAL PARA LA DETERMINACIÓN DE CICLOS CLIMÁTICOS DESENCADENANTES DE DESLIZAMIENTOS. APLICACIÓN EN MALLORCA

J.A. LUQUE¹, R.M. MATEOS¹, I. GARCÍA¹, E. PARDO¹ y G. HERRERA¹

¹ Departamento de Investigación y Prospectiva Geocientífica. Instituto Geológico y Minero de España (IGME).

RESUMEN

La relación entre lluvias intensas y deslizamientos es ampliamente conocida y presenta un comportamiento periódico relacionado con ciclos climáticos naturales tales como: El Niño South Oscillation (ENSO) o North Atlantic Oscillation (NAO). El análisis espectral de series temporales es una técnica estadística ampliamente utilizada para determinar la existencia de ciclos en las series climáticas. Se presentan los resultados del análisis espectral realizado a los datos de lluvia y caudal de tres estaciones pluviométricas y tres estaciones de aforos situadas en la Serra de Tramuntana de Mallorca, con 68 años y 44 años de registros respectivamente. Adicionalmente, se ha tenido en consideración la base de datos de movimientos de ladera en la Serra de Tramuntana, que incluye 174 eventos desde 1954. El ciclo climático que más influencia muestra en el desencadenamiento de los movimientos de ladera es NAO. En concreto, los eventos más importantes (en cuanto a magnitud) del registro histórico de deslizamientos coinciden todos con un máximo de NAO.

1. INTRODUCCIÓN

En los últimos 100 años, se han registrado varios episodios climáticos extremos que han generado numerosos deslizamientos en diferentes regiones españolas. Los más significativos tuvieron lugar en los Pirineos en 1937, 1940 y 1982; en la cordillera Cantábrica en 1983 y en la cordillera Bética en el invierno de 1996-1997, todos ellos relacionados con abundantes lluvias (Corominas, 2006). En relación con Mallorca, objeto del presente trabajo, tuvo lugar un largo episodio de abundantes e intensas lluvias durante el periodo 2008-2010 que generó un gran número de movimientos de ladera en la Serra de Tramuntana (Mateos et al., 2012).

La relación entre lluvias intensas y deslizamientos es, en general, conocida y presenta un comportamiento periódico (Saaroni et al., 2012) que puede estar relacionado con ciclos climáticos naturales tales como El Niño South Oscillation (ENSO) (Stuiver and Braziunas, 1989) o North Atlantic Oscillation (NAO) (Hurrell, 1995; Pozo Vázquez et al., 2000) que influyen en la zona de estudio (Muñoz Díaz and Rodrigo, 2005; (Rodo et al., 1997; Trambly et al., 2013; Xoplaki et al., 2012). No obstante, los inadecuados registros históricos de deslizamientos o la falta de información con un mínimo detalle complica el establecimiento de forma clara las relaciones mencionadas. Los diferentes ciclos climáticos pueden coincidir en fase y generar un incremento en la intensidad de las lluvias, desencadenando más y mayores deslizamientos. Fases extremas de ENSO, tanto la seca como la húmeda, se han identificado en la región mediterránea. Igualmente, las variaciones de las precipitaciones en el área mediterránea están asociadas en la variabilidad de la NAO. Además de los ciclos mencionados, también se han registrado otros asociados a Quasi-Biennial Oscillation (QBO) (Labitzke and van Loon, 1990) y a la actividad del Sol y la Luna (Currie et al., 1993; Williams, 1981).

Hay una gran cantidad de trabajos que intentan correlacionar las lluvias con los deslizamientos (Capparelli and Versace, 2011; Guzzetti et al. 2008; Huang et al. 2015 entre otros). En este sentido, la zona de estudio ha sido estudiada, entre otros, por Mateos et al. (2007; 2012).

El análisis espectral de series temporales es una técnica estadística potente que permite descomponer una serie temporal en componentes frecuenciales y, de esta forma, determinar la existencia de ciclos en la serie (Jenkins and Watts, 1968). Esta técnica es ampliamente conocida y aplicada en diferentes campos del conocimiento, en concreto, en Ciencias de la Tierra en estudios de paleoclimatología, climatología, hidrología o cicloestratigrafía. La detección de los ciclos se realiza a partir de la información experimental registrada en caudales de manantiales, lluvias, espesores de estratos o indicadores paleoclimáticos, entre otros. Hay diferentes métodos para realizar este análisis. En el presente trabajo se ha empleado la aproximación de Blackman and Tukey (1958) debido a que puede ofrecer los mejores resultados para los objetivos planteados. No obstante, aunque el análisis espectral es bien conocido, no se han encontrado aplicaciones que correlacionen los resultados del análisis espectral de series hidrológicas con la ocurrencia de deslizamientos.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El trabajo realizado se centra en la Serra de Tramuntana (Mallorca), cordillera localizada en la zona noroeste de la isla (Figura 1). La isla presenta un clima Mediterráneo con inviernos templados y veranos secos y calurosos. El otoño es la estación más lluviosa, que concentra casi el 40% de la lluvia anual, normalmente en forma de gota fría. Las lluvias otoñales suelen ser tormentosas que pueden llegar a los 300 mm en 24 horas. La distribución de las lluvias es muy irregular y está fuertemente controlada por el relieve de

la Serra. Los valores anuales de precipitación varían entre 1500 mm, en el sector central (Lluc), a apenas 350 mm en el sector meridional (Calviá). Respecto a la temperatura, el valor medio anual es de 16 °C, con valores máximos de 30 °C en verano y 7 °C de mínima en invierno.

La zona de estudio presenta una topografía muy abrupta y una geología compleja que influyen en la aparición de numerosos movimientos del terreno con distintas tipologías (Mateos et al, 2007). El 70% de los registros históricos son desprendimientos rocoso, dado la predominancia de afloramientos de rocas carbonatadas (calizas jurásicas principalmente) en la Serra (Mateos et al, 2015).

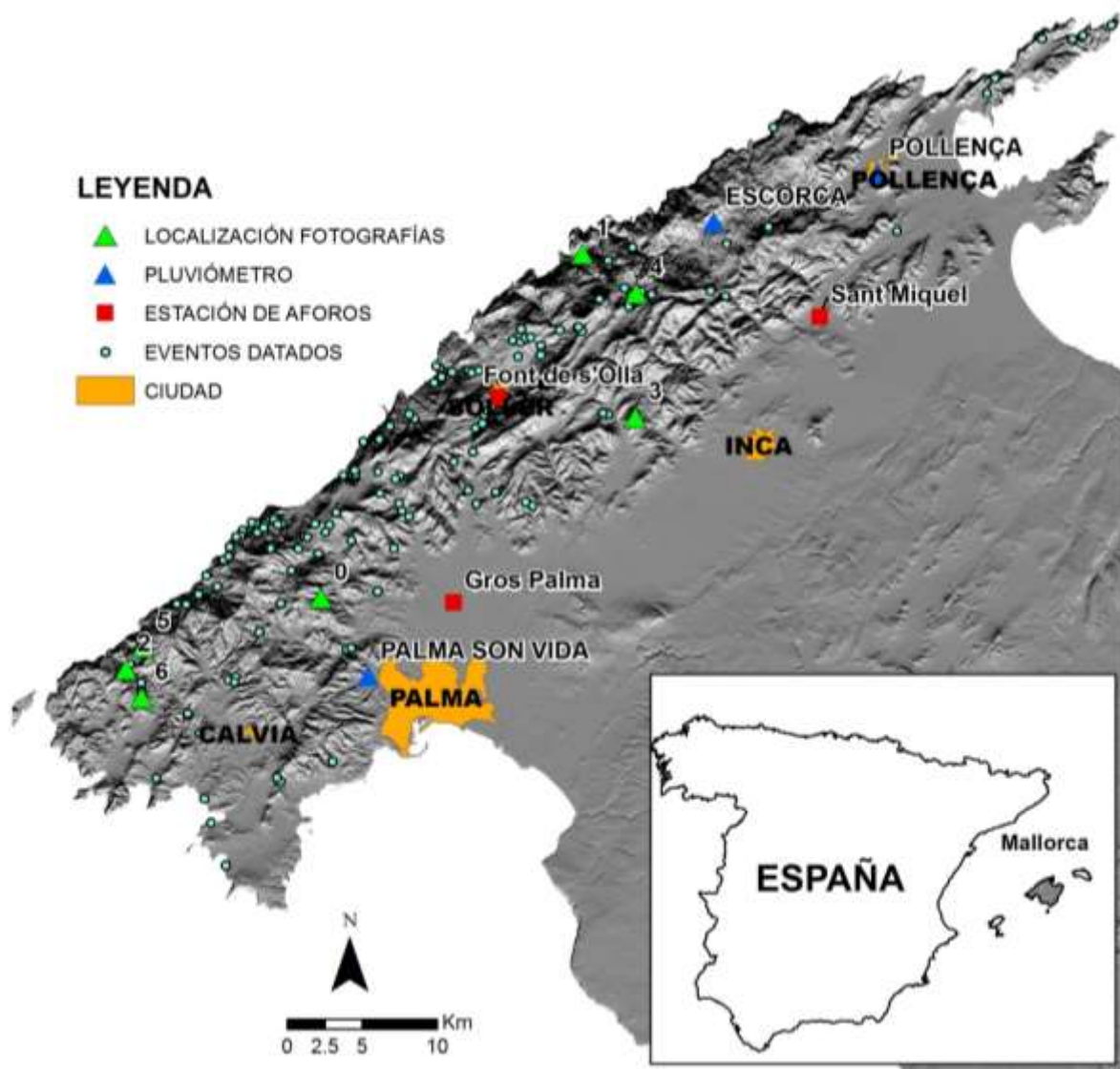


Figura 1. Situación de la sierra de la Tramuntana y de la información utilizada.

3. ANÁLISIS ESPECTRAL

El análisis espectral es una técnica estadística que permite determinar la existencia de componentes cíclicos en series temporales (Bras and Rodríguez-Iturbe 1985). Las series temporales muestran una parte estructurada en forma de señales cíclicas y otra parte aleatoria. Las series temporales representan una combinación lineal de funciones sinusoidales cuyos periodos son conocidos y amplitud y fase desconocidas. El módulo de la amplitud es proporcional a la varianza de la serie temporal explicada por la oscilación de cada frecuencia. La densidad espectral es la representación del cuadrado del módulo frente a la frecuencia. En este trabajo se utilizará el método de Blackman-Tukey (1958) dado que ofrece una buena aproximación al problema planteado. Así, el power spectrum se calcula mediante la función covarianza:

$$\hat{S}(\omega) = \frac{1}{\pi} \left\{ \lambda(0)\hat{C}(0) + \sum_{k=1}^M \lambda(k)\hat{C}(k) \cos(\omega k) \right\}$$

Donde $\hat{S}(\omega)$: densidad espectral estimada para la frecuencia ω .

$\hat{C}(k)$: función covarianza estimada para el paso k -ésimo.

$\lambda(k)$: función de ponderación, conocida como *lag-window*, usada para asignar menos peso a la covarianza a medida que aumenta k , que son estadísticamente menos significativos. En este estudio, el *lag-window* usado es el de Tukey:

$$\lambda(k) = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \cos\left(\frac{\pi k}{M}\right) \right\} \quad 0 \leq k \leq M$$

M : representa el número de pasos de la función covarianza utilizados en la estimación de la densidad espectral. M , puede tomar un valor máximo de $N-1$, siendo N el número de registros de la serie temporal. Si el valor de M es elevado, picos pueden no ser significativos. Por el contrario, un valor pequeño de M , puede que no refleje correctamente los picos principales. Por este motivo, se han utilizado dos valores de M con objeto de evitar los picos presentes en la densidad espectral ($N/2$), mientras que el segundo se ha utilizado para confirmar los picos significativos ($N/4$).

Finalmente, para llevar a cabo las simulaciones de los ciclos determinados en el análisis espectral, se han tenido en cuenta los valores de la frecuencia (F) y el valor espectral (S)

4. DATOS EMPLEADOS

Para realizar este trabajo se han empleado los registros mensuales de tres estaciones localizadas en la zona de trabajo. Las series temporales de estas estaciones están muy

completas y el periodo de observación es de casi 70 años (Tabla 1, Figura 1). Por razones similares, se han seleccionado tres estaciones de control de caudales en cauces, aunque en el caso de la estación de San Miquel, la mayor parte de las medidas que realiza proceden de un manantial (Ses Fonts Ufanes de Gabellí). En este sentido, el análisis de los datos permitirá conocer la señal climática que registran las aguas subterráneas en este sector, muy importantes en este tipo de análisis dado que registran las señales de lluvia más importantes y filtran las que presentan escasa importancia y pueden generar ruido.

estación	periodo	media	rango	mínimo	máximo	nº datos
Escorca	1957-2012	83	715	0	715	768
Palma	1978-2012	37	221	0	221	420
Pollença	1944-2012	59	386	0	386	769

Tabla 1. Estaciones pluviométricas estudiadas. Los valores están expresados en mm.

Además de la información hidrológica mencionada, se ha empleado una base de datos con 170 movimientos del terreno registrados en la Tramuntana. Este inventario comienza en el año 1954 (Tabla 3, Figura 1). El 80% de los registros corresponde a desprendimientos rocosos, que muestran un amplio rango de volúmenes, entre 0.1 m^3 a 300000 m^3 . Antes del año 2005, la información es muy escasa, y apenas hay registros de los eventos. A partir de este año, el IGME comenzó un inventario exhaustivo de los eventos que sucedían en la isla. Mateos et al. (2007, 2012, 2015) hacen un análisis en profundidad de los factores que desencadenan los eventos de la isla. En la Figura 2 se muestran algunos ejemplos de deslizamientos y desprendimientos donde destaca la variedad de situaciones y características de los eventos documentados durante los años 2008 a 2010. En la Figura 1 se muestra la localización de los eventos.

estación	periodo	media	rango	mínimo	máximo	nº datos
Font de S'Olla	1976-2009	83	715	0	715	768
Gross Palma	1965-2009	37	221	0	221	420
Sant Miquel	1968-2009	59	386	0	386	769

Tabla 2. Estaciones de aforos estudiadas.

Año	Evento	Vol(m^3)	Año	Evento	Vol(m^3)	Año	Evento	Vol(m^3)
1954	1des	150.10^3	1995	2des	6.10^3	2009	2des y 13desp	29.10^3
1973	1des		1997	1desp		2010	9des y 26desp	45.10^3
1974	1des	20.10^3	1998	2des y 1desp	4.10^3	2011	14desp	2.10^3
1978	1des		1999	1des		2012	2desp	3.10^3
1983	1des		2005	1des y 4desp	25.10^3	2013	13desp	30.10^3
1987	1des		2006	36desp		2015	2desp	100
1993	2des	100	2007	4des y 13desp				
1994	1desp		2008	4desl y 12desp	370.10^3			

Tabla 3. Registro de eventos en la Tramuntana (base Datos del IGME. MOVES). des: deslizamiento. desp: desprendimiento.



Punto 0



Punto 1



Punto 2



Punto 3



Punto 3



Punto 4



Figura. 2. Fotografías de algunos de los movimientos de ladera desencadenados durante el lluvioso periodo 2008-2010. El de mayor envergadura fue la avalancha de rocas de Son Cocó (diciembre 2008) que dejó un reguero de bloques de 650 m de longitud, algunos de los bloques con volúmenes de varios miles de metros cúbicos. El desprendimiento rocoso de Gorg Blau (diciembre 2008) y el deslizamiento de Estellencs (marzo 2010) mantuvieron cortada la carretera principal de la Serra de Tramuntana (Ma-10) durante varios meses.

4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESPECTRAL Y LA SIMULACIÓN

Mateos et al. (2012) indican que la distribución espacial de la lluvia en la zona de trabajo es muy irregular, tal y como reflejan los registros de las estaciones pluviométricas. Esta irregularidad se muestra con mayor claridad en los registros de las estaciones de aforos. En conjunto, se aprecian intensas lluvias en periodos breves de tiempo y valores también elevados de caudales aforados. Las figuras 3, 4 y 5 muestran la representación de los valores espectrales obtenidos. Los ciclos que más destacan en orden de nivel de confianza estadística son anual, semianual y NAO. También se aprecian ciclos de más baja frecuencia que pueden relacionarse con ciclos conocidos como QBO, ENSO u otros ligados a la actividad solar. También se puede comprobar que los ciclos de baja frecuencia se presentan con mayor significación estadística en los datos de las estaciones de aforo (figuras 4 y 5) que en los datos de lluvia (Figura 3).

A partir de los resultados del análisis espectral, se realiza la simulación de aquellos ciclos con mayor significación estadística para determinar, tanto de forma individual como resultado de la suma de varios, qué simulación se ajusta mejor a los datos históricos registrados. Los ciclos anual y semianual no se han tendido en cuenta pues el intervalo de simulación es demasiado grande y la representación de los mismos impide la correcta visualización de los gráficos. Además, se ha considerado, por simplicidad, que tienen escasa influencia en los periodos que pueden desencadenar deslizamientos o desprendimientos de rocas. La simulación realizada es esencialmente una función coseno donde los valores de amplitud y la frecuencia se han obtenido en el análisis espectral. Una vez realizadas múltiples combinaciones entre ciclos, se ha considerado como mejor ajuste el representado en la figuras 6, 7 y 8. En conjunto, la simulación ajustada es

esencialmente la misma, especialmente en las estaciones de aforo. En la simulación de los registros pluviométricos se ha cambiado el ciclo de 21 años por el de 28 años. No obstante, el ruido que introducen las lluvias de poca importancia dificulta el proceso de ajuste (que es completamente manual) y genera dudas respecto a la idoneidad del ciclo de 28 años usado.

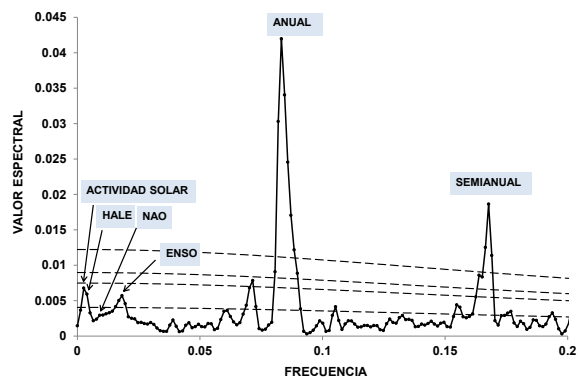


Figura 3. Estación pluviométrica de Pollença. Líneas discontinuas, de abajo arriba 90% a 99% de confianza estadística.

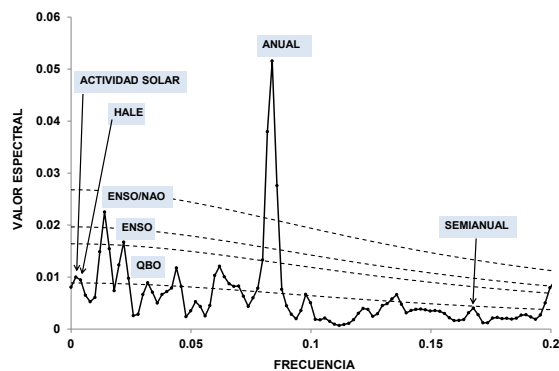


Figura 4. Estación de aforos de Sant Miquel. Líneas discontinuas, de abajo arriba 90% a 99% de confianza estadística.

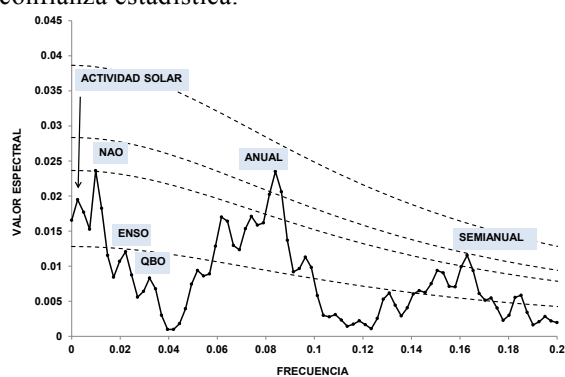


Figura 5. Estación de aforos de Font de S'Olla. Líneas discontinuas, de abajo arriba 90% a 99% de confianza estadística.

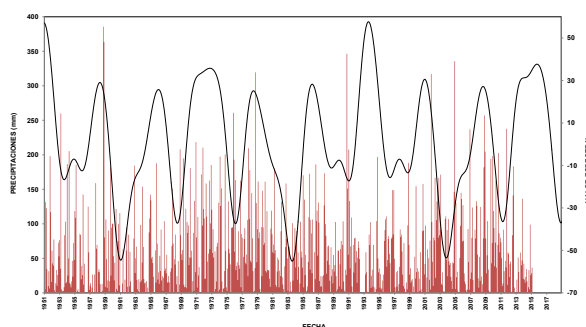


Figura 6. Simulación de los ciclos de la estación pluviométrica de Pollença utilizando la suma de tres ciclos, 3.8 años + 6.1 años + 28 años.

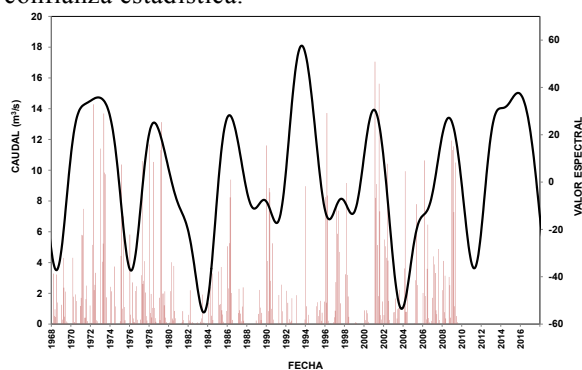


Figura 7. Simulación de los ciclos de la estación de aforos de Sant Miquel utilizando la suma de tres ciclos, 3.8 + 6.1 + 21 años.

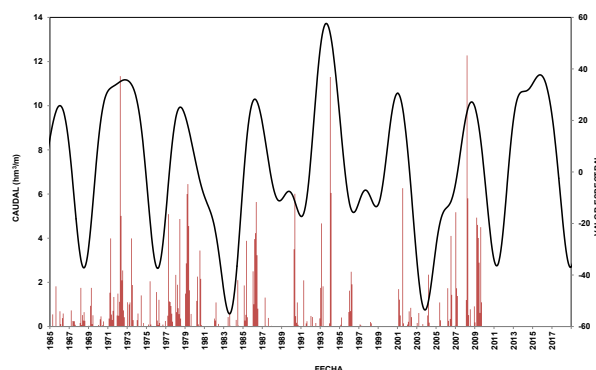


Figura 8. Simulación de los ciclos de la estación de aforos de Gross Palma utilizando la suma de tres ciclos, 3.8 + 7.1 + 21-años.

En el siguiente paso, se han añadido los eventos más importantes (en cuanto a magnitud del movimiento) a las simulaciones, con la finalidad de determinar su posible relación con los ciclos simulados. Para este propósito, se ha seleccionado la estación de aforos Sant Miquel, por ser la ubicada en un ambiente menos antropizado, ya que la estación de Gross Palma está muy cerca del núcleo urbano de la ciudad, lo que ofrece menor confianza. A los registros pluviométricos también se les ha otorgado menor peso, debido al importante ruido que generan las lluvias de escasa cuantía. No obstante, se debe tener en cuenta que, esencialmente, las simulaciones ajustadas son muy similares. Teniendo en cuenta las características de los eventos registrados, cabe destacar los siguientes por la importancia de los mismos y los daños causados (Figura 9). En esta relación no se han incluido eventos menores y aquéllos relacionados con movimientos en taludes de carreteras.

Son Cocó: es la avalancha más importante de los registrados (Figura 2), y coincide con un máximo de NAO. En este evento se movilizaron más de 300000 m³ de roca y bloques de varios miles de toneladas de peso. Además, pocos días después, se registraron los eventos de Gorg Blau, Cala Tuent y Es Verger (Figura 2).

A: en septiembre de 1971 se producen varios desprendimientos y deslizamientos que producen el corte de una carretera. En esos días las lluvias fueron muy intensas.

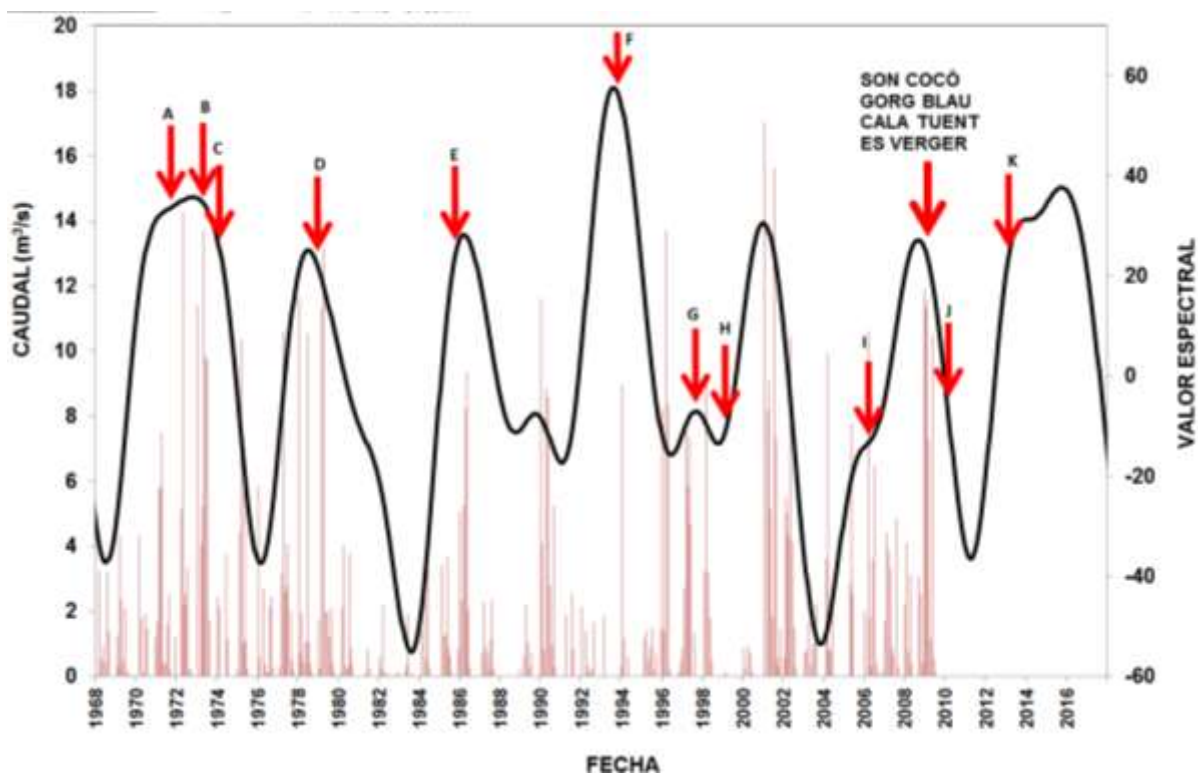


Figura 9. Simulación de los ciclos climáticos detectados y localización de eventos importantes.

B: en diciembre de 1973, en relación con unas intensas lluvias, se produjeron

desprendimientos y deslizamientos que provocaron el corte de alguna carretera y la línea del ferrocarril.

C: en marzo de 1974 se produjo un temporal de lluvias que ocasionó el corte de una carretera principal y algún camino comarcal.

D: en noviembre de 1978 cayeron en dos días más de 500 mm lluvia. Un deslizamiento afectó a tres viviendas del pueblo de Deyá.

E: un temporal con fuertes lluvias en noviembre de 1985 ocasionó deslizamientos que cortaron una carretera principal.

F: en septiembre de 1993 se produjo un deslizamiento rocoso en la Cala de Banyalbufar que afectó a un refugio de barcas.

G: el mes de septiembre de 1997, debido a unos desprendimientos rocosos, hubo que evacuar a un grupo personas que quedaron aisladas.

H: en febrero de 1999 unos deslizamientos sepultaron a varios camiones.

I: en cuatro días se concentran 22 eventos. Esta fecha coincide con un máximo relativo de un ciclo de ENSO.

J: el deslizamiento de Adraxt-Estellencs a principios de marzo de 2010 movilizó más de 30000 m³ de roca.

K: en marzo de 2013, un desprendimiento rocoso en el Puig de son Poc (Bunyola) afecta a varias casas situadas al pie de la ladera.

5. CONCLUSIONES

- El trabajo realizado ha permitido identificar la influencia de ciclos climáticos que están relacionados con ENSO, QBO, NAO, Sun Spot and Hale Cycles, todos ellos bien conocidos. Para ello se han utilizado series hidrológicas tanto climáticas como foronómicas. Esta combinación es fundamental para detectar los ciclos que influyen en una región, ya que mediante los datos pluviométricos a veces no se detectan con claridad algunos ciclos de bajas frecuencias, tal y como se ha comprobado en este trabajo.
- La simulación llevada a cabo ha permitido comprobar que los ciclos entre 6 y 7 años, probablemente vinculados al fenómeno NAO, están relacionados con los ciclos lluviosos más importantes de la isla de Mallorca y que han causado los deslizamientos y desprendimientos más importantes en cuanto a magnitud y daños se refiere.
- Aunque la versión actual de la simulación y ajuste es manual, la combinación de resultados obtenidos con los análisis de series hidrológicas climáticas y foronómicas, tanto superficiales como subterráneas, proporciona mayor solidez a los resultados finales. En este sentido, el análisis climático sería más completo si se incorporaran series piezométricas poco o nada influenciadas por la explotación de las aguas subterráneas.
- La relación entre máximos climáticos simulados y los eventos documentados es directa. No obstante, en el proceso de simulación y ajuste a eventos habría que buscar algún mecanismo que introdujera un cierto automatismo y selección de eventos de escasa importancia que supongan ruido de cara al resultado final del proceso.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido parcialmente financiado por fondos del 7º Programa Marco de la Unión Europea (FP7/2007-2013), referencia N.312384 del Proyecto LAMPRE. Este trabajo ha sido parcialmente financiado por el proyecto KARSCLIMA, subvencionado por el Ministerio de Economía y Competitividad, referencia CGL2015-71510-R. La Agencia del Agua de las Islas Baleares ha cedido la información hidrológica empleada en el trabajo.

REFERENCIAS

- Blackman, R.B. and Tukey, J.W., 1958. The measurement of power spectra from the point of view of communication engineering. *Bell System Technical Journal*, 37:185-282.
- Bras, R.L. and Rodríguez-Iturbe, I., 1985. Random functions and hydrology, Addison-Wesley Publishing Company, Reading, Massachusetts, 559 pp.
- Capparelli, G. and Versace, P., 2011. FLAIR and SUSHI: two mathematical models for early warning of landslides induced by rainfall. *Landslides*, 8: 67.
- Corominas, J., 2006. El clima y sus consecuencias sobre la actividad de los movimientos de ladera en España. *Cuaternario y Geomorfología*, 20: 89-113.
- Currie, R., G., Wyatt, T. and O'Brien, D.P., 1993. Deterministic signals in European fish catches, wine harvest and sea level, and further experiments. *International Journal of Climatology*, 13: 665-687.
- Guzzetti, F., Peruccacci, S., Rossi, M. and Colin, P.S., 2008. The rainfall intensity- duration control of shallow landslides and debris flows: an update. *Landslide*, 5: 3-17.
- Huang, J., Ju, N.P., Liao, Y.J. and Liu, D. D., 2015. Determination of rainfall thresholds for shallow landslides by a probabilistic and empirical method. *Natural Hazards Earth System Science*, 15: 2715-2723.
- Hurrell, J.W. 1995. Decadal trends in the North Atlantic Oscillation, regional temperatures and precipitation. *Nature* 269, 676-679.
- Jenkins, G.M. and Watts, D.G., 1968. Spectral analysis and its applications, Holden-Day, San Francisco, 525 pp.
- Mateos, R.M., Azañón, J.M., Morales, R. and López-Chicano, J.M., 2007. Regional prediction of landslides in the Tramuntana Range (Majorca) using probability analysis of intense rainfall. *Zeitschrift für Geomorphology*, N° 51, 3: 287-306.
- Mateos, R.M., García-Moreno, I., Azañón, J.M., 2012. Freeze-thaw cycles and rainfall as triggering factors of mass movements in a warm Mediterranean region: the case of the Tramuntana Range (Majorca, Spain). *Landslides*, 9: 417-432.
- Mateos, R.M., Garcia-Moreno, I., Reichenbach, P., Herrera, G., Sarro, R., Rius, J. and Aguiló, R., 2015. Calibration and validation of rockfall modelling at regional scale: application along a roadway in Mallorca (Spain) and organization of its management. *Landslides*. DOI: 10.1007/s10346-015-0602-5.
- Muñoz- Díaz, D. and Rodrigo, F.S., 2005. Influence of El Nino- Sothern Oscillation on the probability of dry and wet seasons in Spain. *Climate Research*, 30:1-12.
- Pozo-Vázquez, D., Esteban-Parra, M.J., Rodrigo, F.S. and Castro-Díez, Y., 2000. An analysis of the

- variability of the North Atlantic Oscillation in the time and the frequency domains. *International Journal of Climatology*, 20, 1675-1692.
- Rodo, X., Baert, E. and Comin, F.A., 1997. Variations in seasonal rainfall in southern Europe during the present century: relationships with the North Atlantic Oscillation and the Niño-Southern Oscillation. *Climate Dynamics*, 13, 275-284.
- Saaroni, H., Tosetti, A., Trigo, I.F., Vicente-Serrano, S.M., Yiou, P. and Ziv, B., 2012. Large-scale Atmospheric Circulation Driving Extreme Climate Events in the Mediterranean and its related Impacts. In: *The Climate of the Mediterranean Region*. Piero Lionello Ed. Elsevier, USA. 347-403.
- Stuiver, M. and Braziunas, T.F., 1989. Atmospheric ^{14}C and century-scale solar oscillations. *Nature*, 338: 405-408.
- Tramblay, Y., El Adlouni, S. and Servat, E., 2013. Trends and variability in extreme precipitation indices over Maghreb countries. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 13: 3235-3248.
- Xoplaki, E., Trigo, R.M., García-Herrera, R., Barriopedro, D., D'Andrea, F., Fischer, E.M., Gimeno, L., Gouveia, C., Hernández, E., Kuglitsch, F.G., Mariotti, A., Nieto, R., Pinto, J.G., Pozo-Vázquez, D., Saaroni, H., Toreti, A., Trigo, I.F., Vicente-Serrano, S.M., Yiou, P., Ziv, B., 2012. Large-Scale Atmospheric Circulation driving Extreme Climate Events in the Mediterranean and its related impacts. *The Climate of the Mediterranean Region*. Piero Lionello Ed. Elsevier, USA. 347-403.

DESARROLLO DE UN PROGRAMA ORIENTADO A LA CARACTERIZACIÓN DEL FLUJO EN TALUDES

Gema De la Morena*, Raquel Balmaseda*, Elena Calcerrada*, Ana M. Díaz*, Laura Asensio* y Vicente Navarro*

* Departamento de Ingeniería Civil y de la Edificación
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Ciudad Real
Universidad de Castilla-La Mancha

RESUMEN

En este trabajo se describen los fundamentos numéricos, la estrategia de desarrollo y el alcance del programa UCLM-FLOW. Su objetivo es simular el flujo en medios porosos con un contorno externo de línea poligonal de varios tramos. Se ha desarrollado utilizando Visual Basic para Aplicaciones como lenguaje de programación. La entrada de datos y la salida de resultados se hacen a través de una hoja de cálculo, lo que facilita su uso y hace que los resultados sean fácilmente “exportables” a otros programas. Tras verificarlo analizando procesos de llenado de presas homogéneas de materiales sueltos, comparando los resultados con los aportados por Seep-W de Geo-Slope©, se ha utilizado para analizar casos de variación del nivel freático en taludes, empleando las leyes de presiones obtenidas como “input” para Slope-W. Aunque el programa está aún en desarrollo, quiere ser una herramienta viva de avance académico, pero con una vocación clara de aplicabilidad.

1. INTRODUCCIÓN

El agua es uno de los factores de mayor influencia en la inestabilidad de taludes. Especialmente, los episodios de lluvias intensas presentan una importancia como desencadenantes de fallos en taludes. La reducción de la succión, el aumento de la presión del líquido, el aumento de la densidad del suelo, o la reducción de la resistencia al corte del suelo son procesos que reducen la seguridad del talud (Cai y Ugai, 2004, Iverson, 2000, Ng y Shi, 1998). Por lo tanto, la correcta caracterización de la distribución de la presión del agua en el sistema es fundamental al realizar un análisis de estabilidad de taludes.

En la práctica, cuando se utilizan métodos de equilibrio límite en el estudio de estabilidad de taludes, es habitual emplear una aproximación del nivel freático basada en la hipótesis de Dupuit. En particular, en prácticas docentes es especialmente utilizada debido a su sencillez y rapidez de implementación. Sin embargo, esta simplificación presenta algunas limitaciones cuando el sistema es complejo, por ejemplo, cuando existe una alta heterogeneidad del medio, una base impermeable no horizontal o una topografía con pendiente variable (Bresciani et al., 2014). Por lo tanto, en ciertas ocasiones es necesario llevar a cabo un estudio más detallado del flujo de agua y de la distribución de presiones que se produce en el talud.

El objetivo de este trabajo es desarrollar un programa (UCLM-FLOW) de simulación de flujo en medios porosos, que permita la resolución de problemas transitorios. UCLM-FLOW ha sido planteado como parte del trabajo docente del Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Ciudad Real de la Universidad de Castilla-La Mancha (UCLM). Independientemente de su valor académico, se trata de una herramienta robusta que puede ser utilizada en estudios de estabilidad de nivel medio como una alternativa a la adopción de geometrías del nivel freático basadas en la hipótesis de Dupuit. El programa, aún en desarrollo, está planteado como una herramienta viva de avance académico, pero con una vocación clara de aplicabilidad.

2. MODELO NUMÉRICO

Para llevar a cabo la resolución del problema de flujo en un medio poroso se ha asumido flujo plano. Inicialmente, se ha supuesto que se tiene un suelo isótropo. El análisis realizado es isoterma. Dado que se ha asumido que los poros de aire están interconectados, cualquier aumento de la presión de gas desaparece rápidamente, por lo que se ha supuesto una presión de gas constante e igual a la presión atmosférica. El flujo de vapor se ha considerado despreciable con respecto al flujo de agua líquida. Asimismo, tampoco se ha tenido en cuenta el transporte de solutos. Por lo tanto, solo se ha resuelto el flujo de agua líquida, considerando la presión del líquido, P_L , como variable de estado. Para resolverla, se ha empleado la ecuación de balance de masa de agua, determinada por la expresión:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\phi \cdot Sr) + \nabla \cdot \mathbf{q} = 0 \quad (1)$$

donde ϕ es la porosidad (volumen de huecos por unidad de volumen total de suelo), Sr es el grado de saturación, $\nabla \cdot$ es el operador divergencia, y \mathbf{q} es el caudal unitario. No se ha añadido la presencia de fuentes o sumideros de masa de agua en el dominio. Si bien el programa desarrollado se centra en el problema de flujo, se ha tenido en cuenta la deformabilidad volumétrica del medio como consecuencia de los cambios de succión, mediante un modelo

logarítmico lineal (ver, por ejemplo, Lloret y Alonso, 1985):

$$e = e_o - k \cdot \text{Ln} \left(\frac{s + P_{\text{atm}}}{s_o + P_{\text{atm}}} \right) \quad (2)$$

donde e es el índice de poros, e_o es el índice de poros inicial, k es el índice de compresión frente a cambios de succión, s es la succión (definida como la diferencia entre la presión de gas y la presión de líquido, $s = P_G - P_L$), s_o es la succión inicial y P_{atm} es la presión atmosférica. Para calcular el grado de saturación, no se ha considerado el comportamiento histerético del suelo, asumiendo una curva de retención según van Genuchten (1980):

$$Sr = \left[1 + (\alpha \cdot s)^n \right]^{-m} \quad (3)$$

donde α , n y m son parámetros del modelo. Se ha asumido la relación $m = 1 - 1/n$. Para obtener el flujo advectivo de agua se ha empleado la ley de Darcy generalizada:

$$\mathbf{q} = -K_{\text{sat}} \cdot \kappa \cdot \nabla h \quad (4)$$

donde K_{sat} es la permeabilidad en condiciones saturadas, κ es la permeabilidad relativa, ∇ es el gradiente, y h es la altura de energía (esto es, la energía debida a la presión del líquido y la coordenada vertical, $h = P_L/\gamma_w + z$). La permeabilidad saturada se ha calculado como:

$$K_{\text{sat}} = \frac{K \cdot \gamma_w}{\mu} \quad (5)$$

donde K es la permeabilidad intrínseca, γ_w es el peso específico del agua, y μ es la viscosidad dinámica del agua. La permeabilidad relativa se ha determinado mediante la formulación de Brooks y Corey (1964):

$$\kappa = Sr^{3+2/\lambda} \quad (6)$$

donde λ es un parámetro del modelo.

Para resolver el problema de valor de contorno, se ha utilizado un esquema explícito en diferencias finitas centradas, implementado en “macros” en Visual Basic para Aplicaciones (VBA) de la hoja de cálculo de Excel de Microsoft®. Tanto la entrada de datos, como la salida de resultados se hacen a través de la hoja de cálculo, por lo que la interfaz puede resultar familiar para numerosos usuarios, facilitando su uso. Esto hace que los resultados sean fácilmente “exportables” a otros programas de cálculo. Además, la sencillez numérica del código permite su fácil modificación para incorporar otros modelos constitutivos diferentes a los propuestos en este trabajo, o su adaptación a dominios más heterogéneos y complejos.

3. VERIFICACIÓN Y APLICACIÓN DEL PROGRAMA

El programa desarrollado en este estudio ha sido verificado y validado frente a ejemplos clásicos. Aquí se presentan los resultados de un proceso de llenado de una presa homogénea de materiales sueltos, cuya geometría puede verse en la Figura 1. Los parámetros del material se incluyen en la Tabla 1. En este caso, no se ha tenido en cuenta la deformabilidad del suelo debida a cambios de succión. Se ha considerado que inicialmente la presa se encuentra con una presión de líquido constante en todo el cuerpo de presa, correspondiente con un grado de saturación del 85 %, cercano al óptimo de compactación Proctor que se podría esperar tras su construcción. A continuación se procede a su llenado, imponiendo las alturas de agua tanto aguas arriba como aguas abajo que se muestran en la Figura 1. Las distribuciones de presiones de líquido obtenidas se han comparado con las aportadas empleando el programa Seep-W de Geo-Slope©. En la Figura 2 se pueden ver estas comparaciones en los puntos de la presa señalados en la Figura 1 a lo largo del tiempo (adimensionalizado dividiendo entre el tiempo total de simulación, $T = t/t_{total}$). Como se puede observar, ambos resultados son muy similares.

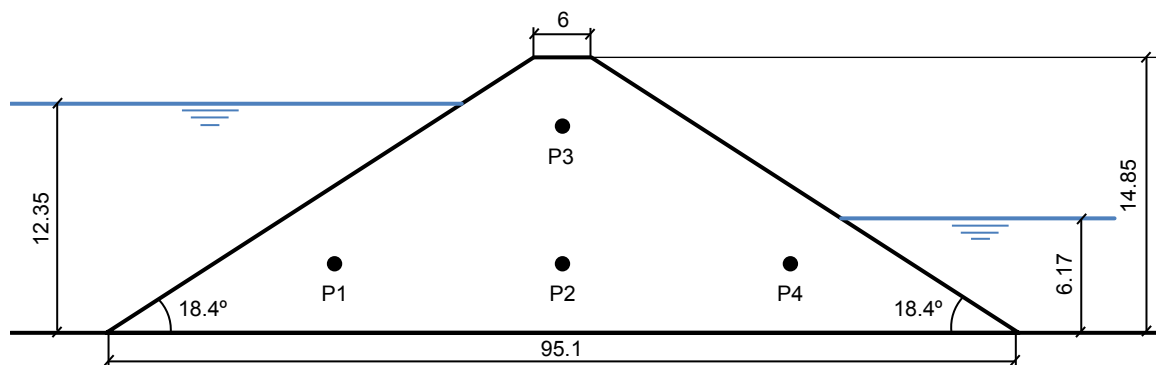


Figura 1. Geometría de la presa de materiales sueltos considerada para la verificación del programa (cotas en m).

Parámetro	Símbolo	Valor
Parámetro de la curva de retención de van Genuchten (kPa^{-1})	α	0.0618
Parámetro de la curva de retención de van Genuchten (-)	n	1.13
Permeabilidad intrínseca (m^2)	K	$3.65 \cdot 10^{-14}$
Parámetro del modelo de Brooks y Corey (-)	λ	0.127
Índice de poros inicial (-)	e_o	0.4

Tabla 1. Parámetros hidráulicos del material de la presa analizada.

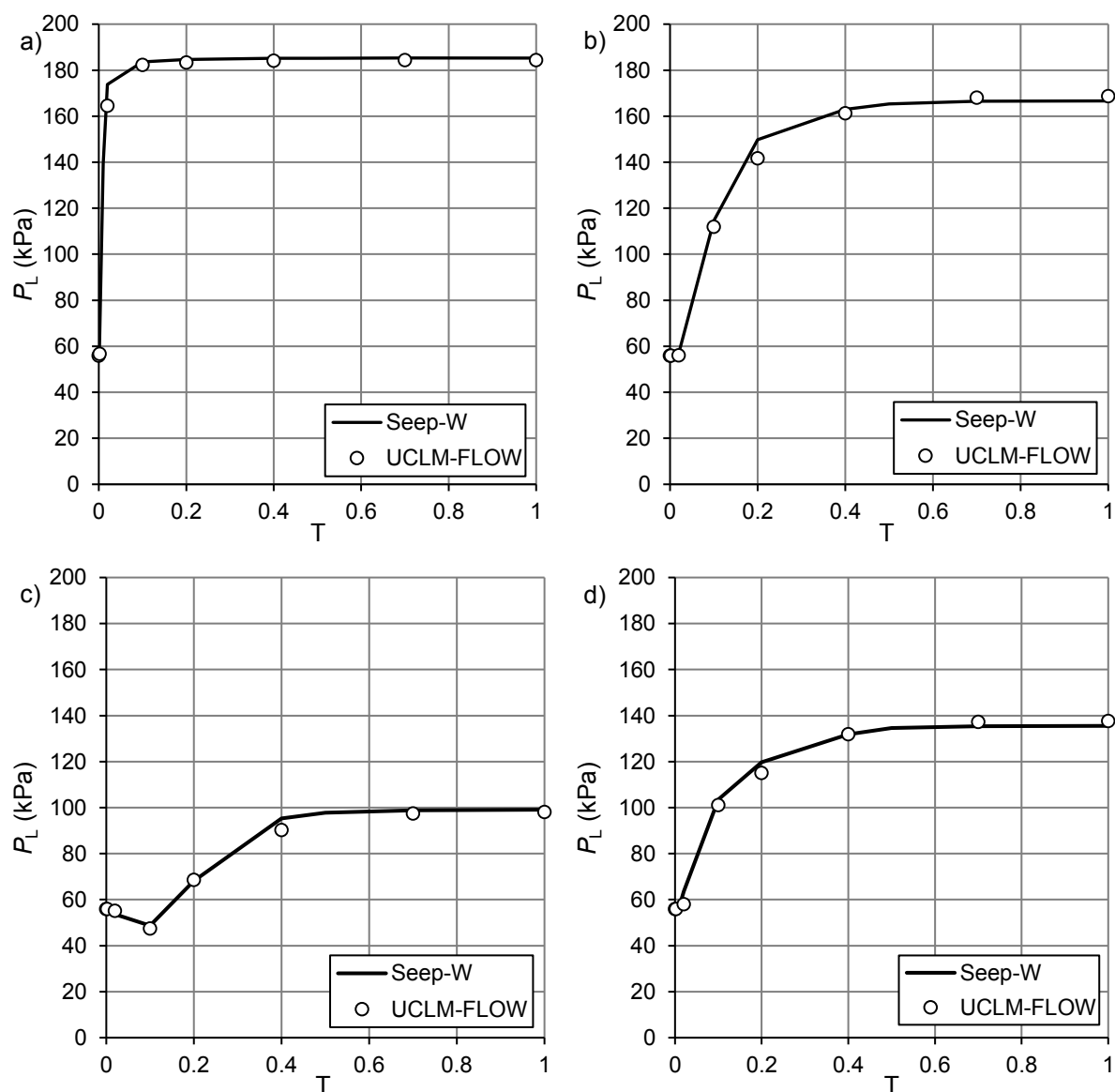


Figura 2. Comparación de la evolución de la presión del líquido empleando Seep-W (línea) y UCLM-FLOW (puntos) en los puntos (a) P1, (b) P2, (c) P3 y (d) P4 señalados en la Figura 1.

Una vez verificado y validado, se ha utilizado el programa en este estudio para analizar la estabilidad de un talud cuando se produce una subida del nivel freático. La geometría del talud considerado en este caso de aplicación se muestra en la Figura 3. En el talud se produce una elevación del nivel freático de 2 m a una distancia de 15 m desde la coronación del talud. Se ha considerado que esta variación (del punto NF_O al punto NF_F) se produce de forma muy rápida, por lo que se ha asumido que dicho cambio sucede de forma instantánea, resolviendo el problema transitorio de flujo partiendo de la condición inicial, hasta que se ha alcanzado un estado próximo al estacionario a los 11.57 días.

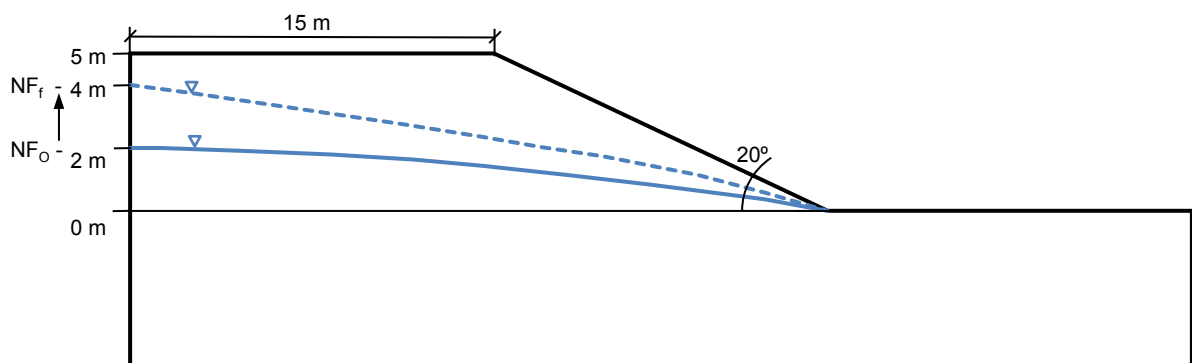


Figura 3. Geometría del talud analizado en este estudio.

Para el cálculo de la estabilidad en la zona de suelo saturado se ha considerado un modelo resistente de Mohr-Coulomb, caracterizado por un cierto ángulo de rozamiento interno, ϕ' , y una cierta cohesión, c' :

$$\tau_u = \sigma_n' \tan(\phi') + c' \quad (7)$$

donde τ_u es la tensión de corte última, y σ_n' es la tensión normal efectiva. Para la zona parcialmente saturada, se ha considerado la expresión lineal propuesta por Fredlund et al. (1978), donde se introduce el efecto de la succión en el incremento de la resistencia del suelo mediante el parámetro ϕ_b :

$$\tau_u = \sigma_n'' \tan(\phi') + s \tan(\phi_b) + c' \quad (8)$$

donde σ_n'' es la tensión normal neta, definida como la diferencia entre la tensión normal total y la presión atmosférica ($\sigma_n'' = \sigma_n - P_{atm}$). Se ha asumido que el talud es homogéneo y del mismo material que el suelo sobre el que se apoya, cuyos parámetros hidráulicos y mecánicos se muestran en la Tabla 2.

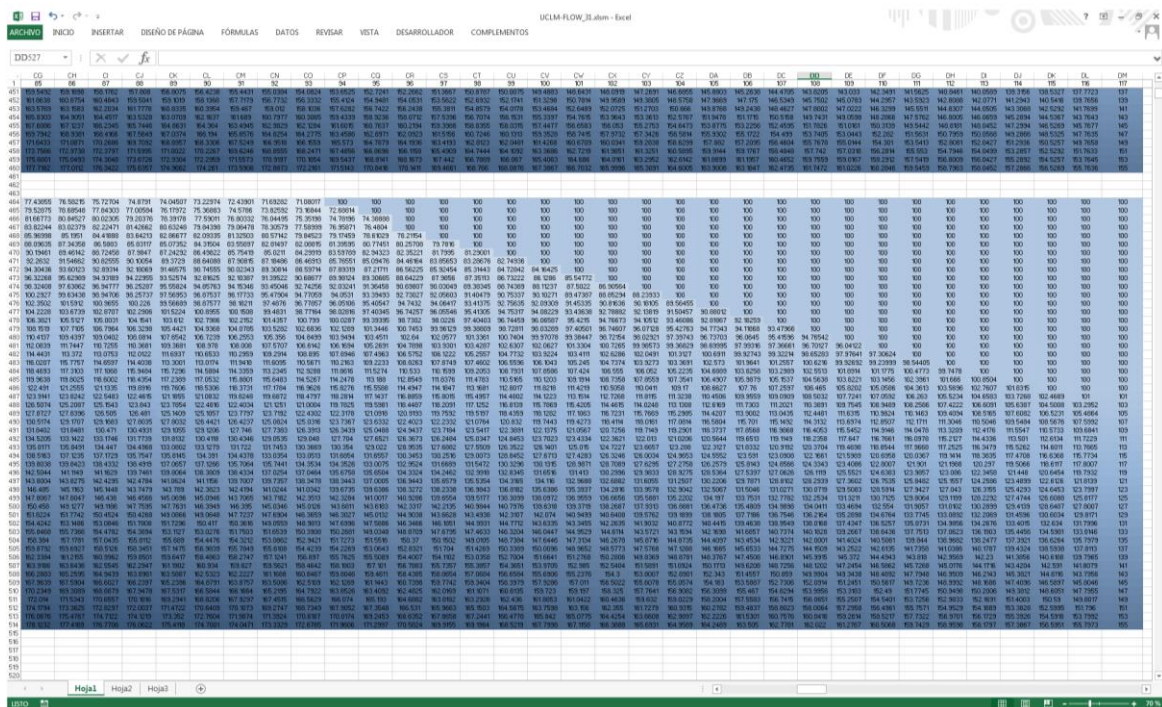
Parámetro	Símbolo	Valor
Parámetro de la curva de retención de van Genuchten (kPa^{-1})	α	0.178
Parámetro de la curva de retención de van Genuchten (-)	n	1.38
Permeabilidad intrínseca (m^2)	K	$4.89 \cdot 10^{-13}$
Parámetro del modelo de Brooks y Corey (-)	λ	0.38
Índice de compresión frente a cambios de succión (-)	k	0.09
Índice de poros inicial (-)	e_o	0.4
Peso específico del suelo saturado (kN/m^3)	γ_{sat}	18
Peso específico del suelo natural (kN/m^3)	γ_n	16
Parámetro que tiene en cuenta el efecto de la succión ($^\circ$)	ϕ_b	15
Ángulo de rozamiento interno ($^\circ$)	ϕ'	25
Cohesión (kPa)	c'	5

Tabla 2. Parámetros hidráulicos y mecánicos del suelo del talud analizado.

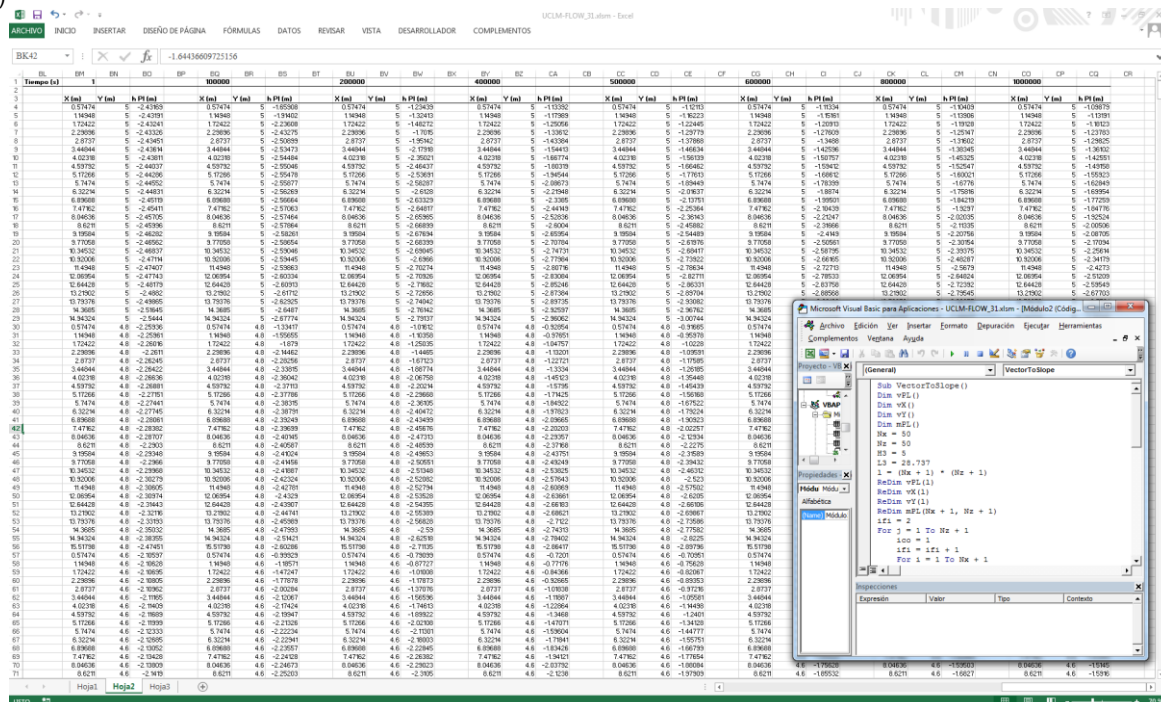
Una vez resuelto el problema de flujo empleando UCLM-FLOW, el programa permite exportar los datos de presión de líquido en una matriz, para obtener de forma visual la distribución de presiones en la presa en cada tiempo de lectura, como se ve en la captura de pantalla en la Figura 4-a. Mediante otro módulo independiente desarrollado por los autores en VBA, estos datos en cada nodo de la malla pueden ser convertidos en un vector y exportados, junto con las coordenadas espaciales de dicho nodo, en formato tabla, como se puede ver en la Figura 4-b. Con este formato, los resultados pueden ser fácilmente importados en el programa Slope-W (Figura 4-c), que utiliza esta distribución de presiones para establecer las condiciones de presión de agua en el talud para el cálculo de su estabilidad. El procedimiento se ha repetido para los diferentes tiempos de cálculo en los que se han obtenido datos de presiones con UCLM-FLOW.

En los cálculos de estabilidad, se ha utilizado el método de equilibrio límite de Bishop ordinario para obtener el Factor de Seguridad. En la Figura 5 se puede ver el círculo crítico obtenido con el programa Slope-W en el tiempo inicial y final, y en un tiempo intermedio. En la Figura 6 se muestra la reducción que experimenta el Factor de Seguridad del talud debido al aumento del nivel freático. Como se puede observar, el aumento de las presiones de líquido en el talud, calculadas con UCLM-FLOW, provoca una reducción de su Factor de Seguridad. Con este ejemplo se pone de manifiesto la utilidad del programa, que no solo puede ser empleado para la resolución del problema transitorio de flujo en un medio poroso, sino que resulta una herramienta muy útil para el estudio de estabilidad de taludes, caracterizada por la sencillez y versatilidad del entorno de trabajo utilizado.

a)



b)



c)

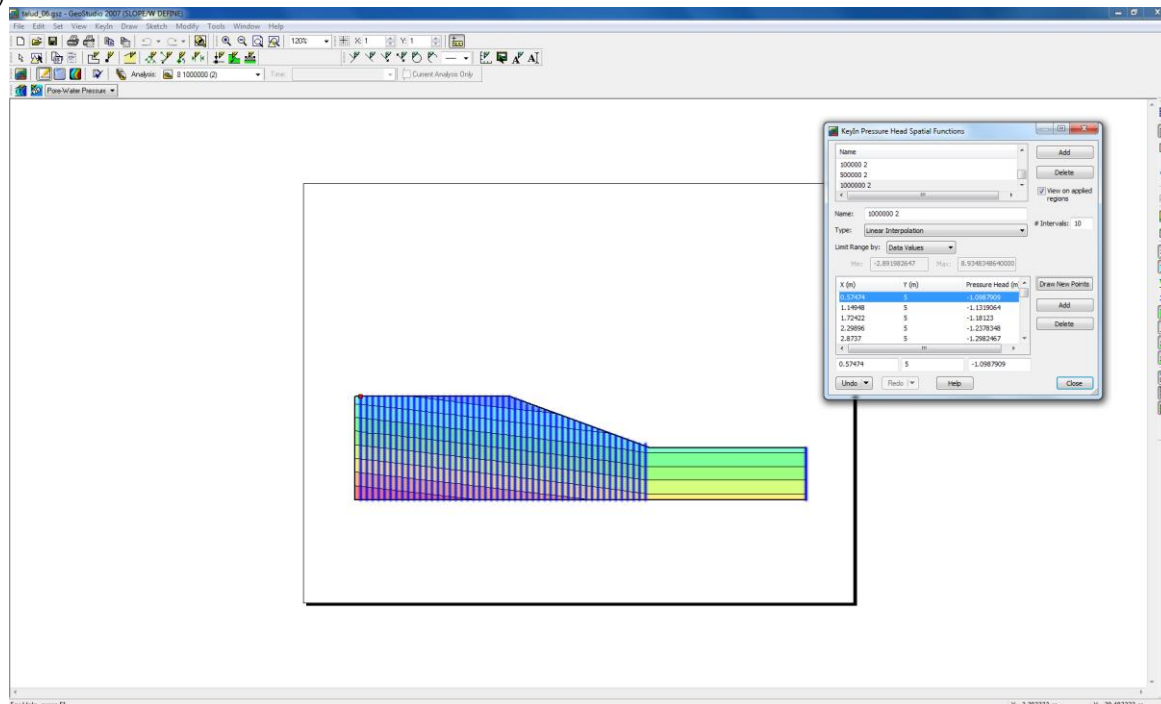


Figura 4. Capturas de pantalla del proceso para exportar resultados desde UCLM-FLOW e importarlos en Slope-W: (a) ejemplo de distribución presiones de líquido en formato matriz obtenidas con UCLM-FLOW, (b) coordenadas y alturas de presión de los nodos en varios tiempos, y (c) entrada de presiones en Slope-W.

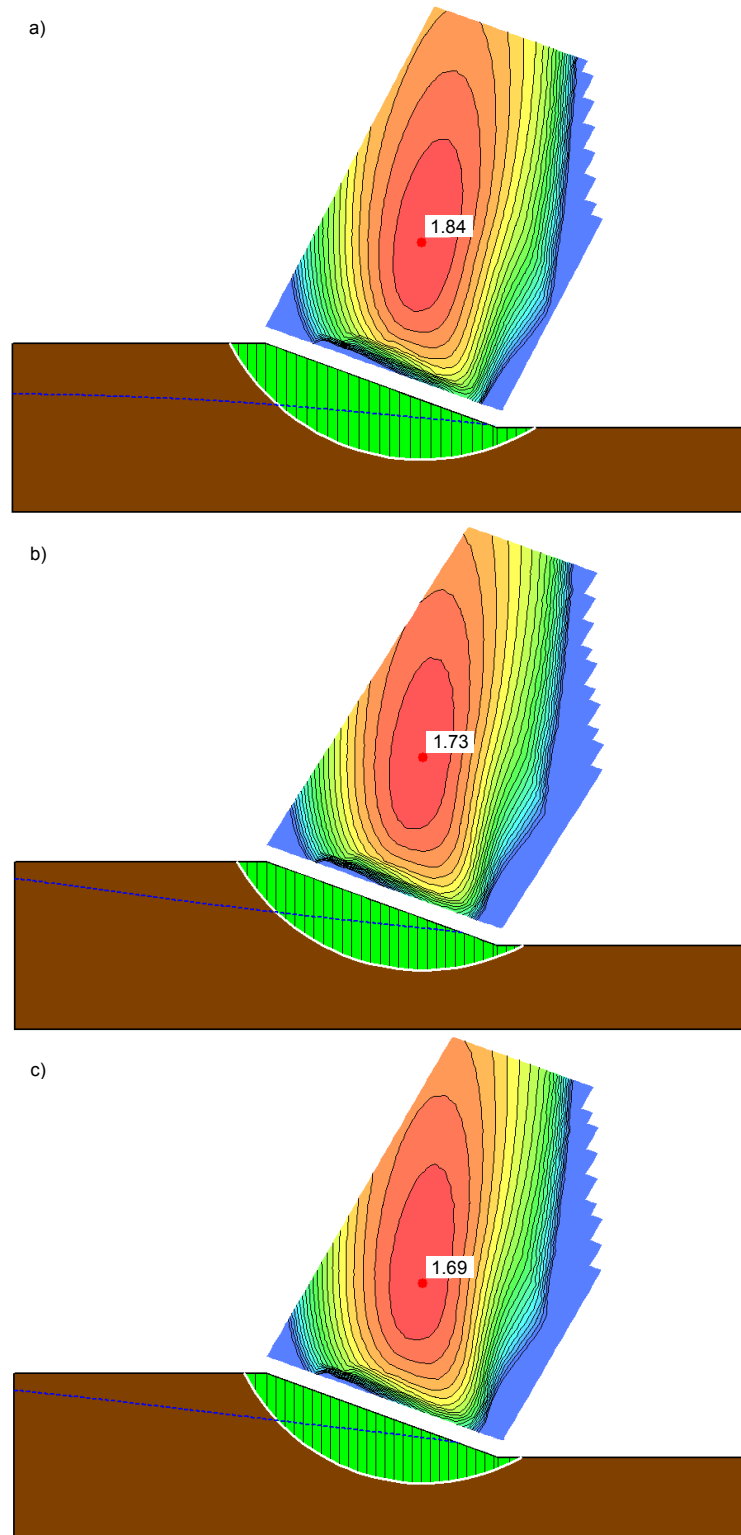


Figura 5. Círculo crítico para (a) $t = 0$ s, (b) en $t = 5.79$ d y (c) $t = 11.57$ d en el talud analizado.

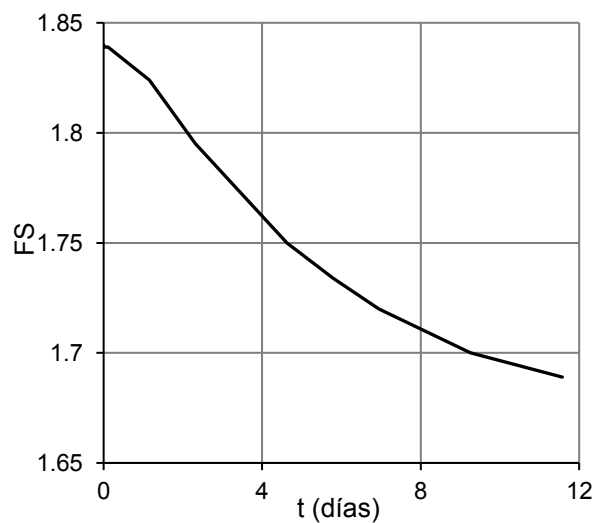


Figura 6. Evolución del Factor de Seguridad en el talud analizado.

4. CONCLUSIONES

En este trabajo se han presentado las características del programa UCLM-FLOW para el cálculo de problemas transitorios de flujo en medios porosos, así como su utilidad en el estudio de estabilidad de taludes como alternativa a la adopción de geometrías del nivel freático basadas en la hipótesis de Dupuit. El empleo de Visual Basic para Aplicaciones como lenguaje de programación, y de una hoja de cálculo para la entrada de datos y la salida de resultados facilitan el acercamiento del programa a numerosos usuarios, la flexibilidad para modificar las hipótesis inicialmente consideradas y la exportabilidad de los resultados a otros programas de cálculo, como se ha podido comprobar en este trabajo con el ejemplo del cálculo de la estabilidad de un talud con Slope-W de Geo-Slope®. El programa se encuentra actualmente en desarrollo, planteándose en el futuro incorporar nuevas formulaciones y emplearlo en otros casos de estudio. Se trata por tanto de una herramienta académica activa con una finalidad clara de aplicabilidad.

REFERENCIAS

- Bresciani, E., Davy, P. y de Dreuzy, J.R., 2014. Is the Dupuit assumption suitable for predicting the groundwater seepage area in hillslopes? *Water Resources Research*, 50 (3): 2394-2406.
- Brooks, R.M. y Corey, A.T., 1964. Hydraulic properties of porous media. Colorado State University, Fort Collins, Colorado.
- Cai, F. y Ugai, K., 2004. Numerical analysis of rainfall effects on slope stability. *International Journal of Geomechanics*, 4 (2): 69-78.

- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. y Widger, R.A., 1978. The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15: 313-321.
- Iverson, R.M., 2000. Landslide triggering by rain infiltration. *Water Resources Research*, 36 (7): 1897-1910.
- Lloret, A. y Alonso, E.E., 1985. State surfaces for partially saturated soils. In: *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, California, vol. 2, pp. 557-562.
- Ng, C.W.W. y Shi, Q., 1998. A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seepage. *Computers and Geotechnics*, 22 (1): 1-28
- van Genuchten, M.T., 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44 (5): 892-898.

EL BARRANCO DE PORTAINÉ (PIRINEO CENTRAL): UN LABORATORIO IN SITU COMPLETO PARA EL ESTUDIO DE LA ACTIVIDAD TORRENCIAL

**Jordi PINYOL¹, Marcel HÜRLIMANN², Glòria FURDADA³, Miriam MOYSSET¹,
Rosa M^a PALAU², Ane VICTORIANO³, Marta GONZÁLEZ¹, José MOYA², Marta
GUINAU³, Carles RAÏMAT⁴ y Carles FAÑANÁS⁵**

¹Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC), Parc de Montjuïc s/n, 08038 Barcelona.
Jordi.Pinyol@icgc.cat

²Dpt. de Ingenieria Civil y Ambiental, BarcelonaTECH, Universitat Politècnica de Catalunya (UPC),
Jordi Girona 1-3 (D2), 08034 Barcelona

³RISKINAT, Institut de Recerca Geomodels, Dpt. De Dinàmica de la Terra i de l'Oceà, Facultat de
Ciències de la Terra, Universitat de Barcelona (UB), Martí i Franquès s/n, 08028 Barcelona

⁴Geobruigg Ibérica, S.A., Gomera 8, 1º B, 28703 San Sebastián de los Reyes, Madrid

⁵Departament d'Agricultura, Ramaderia, Pesca i Alimentació (DARP), Generalitat de Catalunya

RESUMEN

Entre 2006 y 2015, el barranco de Portainé y su afluente, el barranco de Reguerals (comarca del Pallars Sobirà, Pirineos de Lleida), han presentado una intensa actividad torrencial. Durante este periodo se han producido diez avenidas, nueve de las cuales han provocado daños importantes en la carretera de acceso a las pistas de esquí de Port Ainé e importantes pérdidas económicas asociadas no sólo a la reparación de las infraestructuras, sino también a la interrupción de la actividad turística después de cada episodio y a las inversiones realizadas para proteger la zona, como la instalación de barreras dinámicas para la retención de sedimentos. En este artículo se presenta una síntesis de los trabajos realizados desde dos ópticas diferentes, el de la gestión del territorio, al ser la estación de esquí uno de los motores socioeconómicos de la zona, y el científico, dado su interés para el estudio de la dinámica torrencial.

1. INTRODUCCIÓN

Los fenómenos relacionados con la dinámica torrencial representan un peligro considerable en zonas montañosas por su capacidad de movilizar importantes volúmenes de sedimentos a altas velocidades (Hungry *et al.*, 2014). En Cataluña, la dinámica torrencial es un proceso habitual tanto en zonas de montaña (Hürlimann *et al.*, 2016) como en la vertiente mediterránea (Marquès, 2000). Se destacan los episodios de lluvias intensas que generaron flujos torrenciales en 1907, 1937 y 1982, que comportaron inundaciones, depósito de sedimentos y una gran destrucción de bienes (Balasch *et al.*,

2008) y más recientemente, el episodio de junio de 2013 (Pinyol *et al.*, 2017).

En Portainé, desde 2006, se ha producido un incremento repentino de la actividad, convirtiéndose en el torrente más activo de los Pirineos desde 1982. Los daños en la carretera de acceso a las pistas de esquí y las importantes pérdidas económicas asociadas fundamentalmente a la actividad turística, pero también a la gestión agro-ganadera y forestal del territorio, hacen que el barranco se haya convertido en un lugar de especial interés no sólo para las administraciones públicas, sino también para la comunidad científica. La causalidad de los factores que han conducido a esta nueva dinámica es motivo de controversia, siendo puntos clave para entenderla la existencia de las instalaciones de la estación de esquí (Furdada *et al.*, 2016) y las recientes correcciones hidrológicas (Luis-Fonseca *et al.*, 2011).

En este artículo se presentan los trabajos realizados para el estudio, la comprensión y la mitigación de estos fenómenos torrenciales desde un enfoque multidisciplinar.

2. ZONA DE ESTUDIO

El barranco de Portainé se sitúa en los Pirineos Centrales, en la vertiente norte del macizo del Orri (Pallars Sobirà, Lleida). La cabecera de su cuenca hidrográfica alberga la estación de esquí de Port Ainé, propiedad de la Generalitat de Catalunya (Figura 1). La importancia de la zona, para las diferentes instituciones de la Administración Pública, queda patente si se consideran las inversiones realizadas desde 2009, con 510.000 € en restauraciones hidrológico-forestales y 5.800.000 €, en obras de reparación, estabilización y protección de la carretera.

2.1. Morfología, geología y climatología

La cuenca hidrográfica del barranco (5,72 km²) la conforman los barrancos de Portainé y Reguerals. Estos nacen respectivamente a los pies de la Torreta de l'Orri (2439 m s.n.m.) y del Bony de la Socarrada (2275 m s.n.m.), y transcurren hacia el norte confluyendo en la cota 1285 m s.n.m. para desembocar en el río de Santa Magdalena, a 950 m s.n.m.; recorriendo 5,7 km y con una pendiente media de 28,5% (16°).

Geológicamente, la cuenca se sitúa en la zona axial de los Pirineos, en el manto del Orri, una estructura cabalgante antiformal de edad herciniana y orientación WNW-ESE. En la cuenca de Portainé el substrato está formado por metapelitas y areniscas con intercalaciones de niveles cuarcíticos y, muy localmente, pizarras oscuras. Este substrato, intensamente deformado y fracturado, acostumbra a estar alterado en superficie.

Geomorfológicamente es el resultado de una larga evolución post Alpina en la que se desarrollaron superficies de erosión. Posteriormente, en la zona, se encajaron los circos más meridionales correspondientes al glaciario Pleistoceno, como el de la cabecera del barranco

de Portainé (Hartevelt, 1969; 1970). El intenso periglacialismo en las zonas no ocupadas por glaciares, mayoritarias en la cuenca, produjo una gran cantidad de derrubios generados a expensas de los materiales del sustrato. El resultado de esta evolución es una potente formación superficial detrítica de grosor irregular (> 10 m) rica en clastos de metapelitas y areniscas (García-Oteyza *et al.*, 2015). Como consecuencia, existe gran cantidad de material susceptible de ser movilizado, tanto en las laderas como en los fondos de los barrancos. En la cuenca se distinguen dos grandes sectores: el sector sur, desde la cabecera hasta la cota 2000 aproximadamente, con pendientes entre 10% y 46,5% (6° y 25°) y el sector norte, más pronunciado y densamente poblado por bosques, entre 21 % y 79 % (12° y 35°).

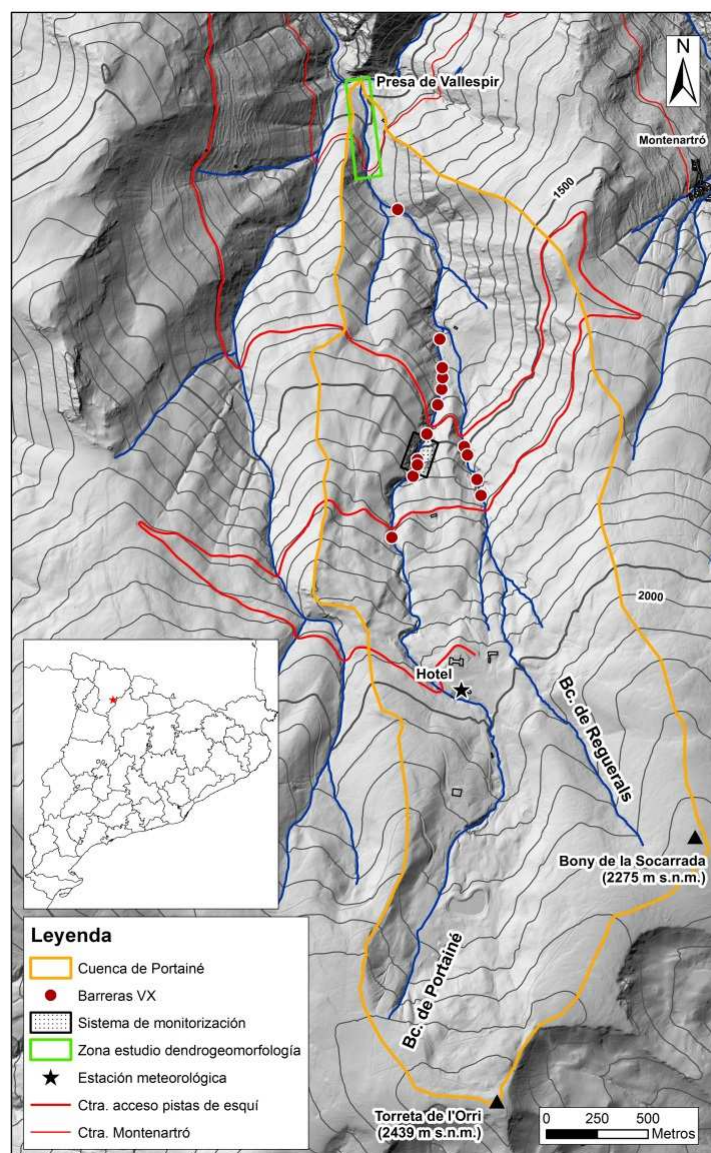


Figura 1. Cuenca de Portainé con los principales elementos identificados.

Climatológicamente, Portainé se encuentra en la zona mediterránea prepirenaica occidental, con un régimen pluviométrico EPTH (máximo en verano o primavera y mínimo en invierno). Según el Atlas climático de Cataluña (ICC, 1996), la precipitación media anual varía de 750 mm en el río de Santa Magdalena a 950 mm en cabecera.

2.2. Actividad humana

Sin duda alguna, la actividad humana ha sido el principal factor que ha modificado la cuenca, ya sea por la construcción de infraestructuras, edificios y un gran reservorio de agua, o por el cambio de uso del suelo como pista de esquí. Los principales cambios empezaron en los años 1970 cuando se inició la construcción la carretera de Roní hasta los 1650 m s.n.m. En el año 1986 se inauguró la estación de esquí. En 1995 se construyó la carretera hasta cota 2000 m s.n.m, y en 1996, la presa de Vallespir. La última gran modificación fue la construcción, en 2010, de un reservorio de agua de 118.000 m³ en la cota 2160 m s.n.m, con la eliminación de otros tres embalses menores situados junto al barranco entre los 2000 y 2100 m s.n.m. La instalación de las barreras flexibles VX, desde 2009, también ha alterado el flujo e inducido una dinámica compleja de erosión y acumulación.

El análisis de la evolución de la cobertura vegetal, realizado a partir de la interpretación de fotografías aéreas y de ortofotografías infrarrojas desde 1956, muestra una disminución de ésta en la cabecera de la cuenca, especialmente de la arbustiva, y a partir de 2008, un aumento importante de la construcción de drenajes de evacuación de agua de las pistas de esquí. Esto conlleva una disminución del tiempo de concentración y un aumento del caudal sobre todo a partir de la cota 2000 m s.n.m. (Furdada *et al.*, 2016).

Para entender la dinámica actual del torrente, debida a la gran antropización de la cuenca, es necesario considerar las interacciones entre la dinámica natural y las intervenciones antrópicas, lo que aumenta todavía más su interés.

3. ACTIVIDAD TORRENCIAL HISTÓRICA Y RECIENTE

La interpretación de las fotografías aéreas disponibles hasta 2006 no identifica rasgos geomorfológicos concluyentes indicativos de actividad torrencial. A escala regional, la zona ha sufrido consecuencias catastróficas en 1907 y 1937, aunque se desconocen sus efectos en la cuenca de Portainé. Por información testimonial se conoce la destrucción del puente de la carretera de Montenartró al principio de los años sesenta. Sobre el episodio de lluvias torrenciales de 1982, Balasch *et al.* 2008 reconocen cerca de Portainé, daños en el camino de Montenartró, en los accesos y en la presa de Romadriu y una gran acumulación de sedimentos en la confluencia del río de Santa Magdalena con el Noguera Pallaresa. Fañanás *et al.* (2009) indican que posiblemente se produjo una torrentada en el barranco y Raïmat *et al.* (2013) determinan mediante la incisión, medidas retrospectivas y simulaciones, que se desplazaron 50.000 m³ de materiales en el barranco. Contrariamente,

las fuentes testimoniales indicaron que el barranco de Portainé no fue especialmente afectado por este episodio, ya que la precipitación descargó sobre todo en la cabecera del valle de Santa Magdalena y en las vertientes orientadas al Sur. Hasta el momento los datos dendrocronológicos han aportado evidencias del funcionamiento del torrente durante este episodio (Furdada *et al.*, 2016) aunque se desconocen sus efectos geomorfológicos.

Desde 2006 se han producido 10 avenidas torrenciales (Tabla 1), 9 de las cuales han provocado daños importantes en la carretera y, en un caso, en la presa de Vallespir (Figura 2). El Instituto Cartográfico y Geológico de Catalunya (ICGC) ha seguido y documentado con detalle los eventos producidos desde 2008 y sus efectos (IGC, 2013).

El episodio más importante fue el de la noche del 11 al 12 septiembre de 2008, que produjo daños graves en los dos barrancos. Según Fañanás *et al.* (2009) la precipitación se estimó en 60 mm en menos de 40 minutos, asumiendo un período de retorno (T) próximo a 20 años y un tiempo de concentración inferior a 20 minutos. Puesto que estos datos provienen de estaciones meteorológicas próximas al barranco, pero fuera de la cuenca, y que las precipitaciones estivales tienen efectos muy intensos y localizados, estos datos podrían diferir de lo que realmente sucedió en la cuenca. A pesar de ello, se considera que la precipitación desencadenante no fue extraordinaria. Referente al tipo de flujo que se produjo, se plantea la hipótesis de que, en un primer momento, el barranco funcionó torrencialmente y, posteriormente, se produjeron una o varias oleadas típicas de un flujo de derrubios, provocadas por la incorporación de una gran cantidad de material procedente de la rotura de los terraplenes de la carretera (IGC, 2010). Diversos autores han cuantificado el volumen de material movilizado; para Fañanás *et al.* (2009) y Hürlimann *et al.* (2009) fue de 26.000 m³, para Luis-Fonseca *et al.*, 2011 fue de 20.000 m³ y para IGC (2010) fue de 43.400 m³.

En el evento de julio del 2010 se movilizaron 30.000 m³ de material, colmatándose prácticamente las 9 barreras dinámicas instaladas (Raimat *et al.*, 2013). En la estación meteorológica de Sort se recogieron 59 mm, con intensidades máximas de 19 mm en 30 minutos, no considerándose una precipitación extraordinaria. El análisis de los datos de precipitación de las avenidas torrenciales desde 2008 muestran que la actividad se produce sin necesidad de lluvias extraordinarias, aunque si fuertes o muy fuertes según criterio de la AEMET, sin llegar a ser torrenciales (IGC, 2013; Palau *et al.*, 2017).

Para conocer la actividad del barranco desde mediados del s.XX se ha recurrido a los análisis dendrogeomorfológicos. A partir de daños en los árboles de ribera situados en el cono de deyección se han datado diferentes años con evidencias dendrogeomorfológicas que muy probablemente se correspondan con avenidas torrenciales (Furdada *et al.*, 2016): 1970-71, 1974-75, 1977-78, 1982-83, 1987-88, 1997-98, y los correspondientes a eventos recientes desde 2006. Hasta 2006 se determina una frecuencia media de 1 evento torrencial cada aproximadamente 5 años. En el periodo 2006-2015, según las avenidas documentadas, la frecuencia media ha aumentado a 1 evento por año. Este aumento no se

considera debido a un aumento de las precipitaciones, ya que el análisis preliminar de las series de precipitaciones históricas muestra que no se ha observado un incremento significativo de tormentas importantes en los últimos 100 años (Hürlimann *et al.*, 2017).

Fecha	Magnitud relativa del proceso torrencial	Daños principales	Barranco afectado (m s.n.m.)
2006/05	Pequeña	Carretera cortada por sedimentos	Reguerals (1465)
2008/09/11-12	Grande. Mayor evento documentado	Carretera cortada por sedimentos, importante erosión en los taludes y destrucción parcial presa de Vallespir	Portainé (1966, 1700, 1450, 950) Reguerals (1665, 1465)
2008/11/02	Pequeña	Carretera cortada por sedimentos	Portainé (1450)
2010/07/22-23	Grande	Carretera cortada por sedimentos y colmatación de barreras flexibles	Portainé (1450) Reguerals (1465)
2010/08/12	Grande	Carretera cortada por sedimentos, erosión en los taludes y colmatación de barreras	Portainé (1450) Reguerals (1465)
2011/08/05	Pequeña	Colmatación desagües carretera y erosión en los taludes	Portainé (1700, 1450) Reguerals (1665, 1465)
2013/07/23	Grande	Carretera cortada por sedimentos	Portainé (1450) Reguerals (1665, 1465)
2014/08/20	Pequeña	Colmatación de barreras flexibles	
2014/08/30	Mediana	Carretera cortada por sedimentos y erosión en los taludes	Portainé (1700, 1450)
2015/08/21	Mediana	Carretera cortada por sedimentos	Portainé (1450)

Tabla 1. Eventos torrenciales recientes con información sobre sus efectos.

4. CORRECCIONES HIDROLÓGICAS

Con el objetivo de retener progresivamente el material aportado por futuros eventos potenciales y disminuir la energía del flujo (disminución de la pendiente y el calado tras el llenado de la barrera), desde 2009 se han instalado 15 barreras flexibles de red con disipadores de anillo VX-160, con capacidad para retener cada una de ellas entre 1.400 m³ y 2.000 m³ (Fañanás *et al.*, 2009): 4 en el barranco de Reguerals, entre las cotas 1490 y 1624 m s.n.m, y 11 en el barranco de Portainé, entre las cotas 1089 y 1715 m s.n.m.

Tres meses después de la instalación, en 2009-2010, de 7 barreras en Portainé y 2 en Reguerals se colmataron prácticamente todas de manera eficiente (Raimat *et al.*, 2013). Sin embargo, el episodio de agosto de 2010 dañó algunas de las barreras (Figura 2C), depositando sedimentos en la carretera y erosionando algún talud (IGC, 2013). Posteriormente, en 2012 y 2013, se instalaron 4 barreras más en Portainé y 2 en Reguerals.



Figura 2. Imágenes de los efectos de las avenidas en Portainé. A) depósito de septiembre de 2008 en la intersección del barranco de Reguerals y la carretera (1465 m s.n.m.). B) depósito de septiembre de 2008 en la confluencia del río de Santa Magdalena con destrucción de la aleta de la presa. C) socavación en una barrera después del evento de agosto de 2010 en el barranco de Portainé (1350 m s.n.m.). D) erosión en el barranco de Portainé (1380 m s.n.m.) en agosto de 2013.

Los daños en las barreras se deben a la desviación del flujo debido a lluvias ordinarias hacia los laterales provocando la erosión entre el terreno y la barrera durante el flujo ordinario. Se propicia así el vaciado lateral de la barrera y el debilitamiento de los anclajes. Este proceso exige una mayor supervisión del funcionamiento y un mayor mantenimiento si se quiere mantener su funcionalidad y evitar la erosión de la ladera donde se sitúan los anclajes. Aunque en general las barreras han cumplido su función correctamente, una vez llenas, éstas no impiden que las avenidas con gran cantidad de carga sólida sigan propagándose hasta la confluencia con el río de Santa Magdalena (Furdada *et al.*, 2016; García-Oteyza *et al.*, 2015). La energía asociada a estos flujos torrenciales es todavía superior a la que pueden disipar las barreras.

5. ESTUDIO DEL FENÓMENO

El estudio de esta dinámica torrencial se ha abordado desde un enfoque multidisciplinar. Por una parte, en julio de 2015 se instaló una estación de auscultación con geófonos y un sensor de ultrasonidos para medir la velocidad y la altura de los flujos. Por otra, se ha analizado la evolución de los barrancos desde mediados del siglo XX integrando fuentes diversas: datos de dendrogeomorfología, datos históricos, evolución de la cobertura vegetal en cabecera, cartografía geomorfológica de detalle, hidrología y antropización de la cuenca (apartados anteriores). Finalmente, se han estudiado los cambios morfológicos recientes mediante la comparación espacio-temporal de los datos de LIDAR aéreo y se ha modelizado el fenómeno a partir de los datos recogidos.

5.1. Análisis de datos LiDAR

En la zona de estudio se dispone de datos LiDAR del ICGC de agosto de 2009 y agosto-septiembre de 2011, fechas entre las cuales ocurrieron tres avenidas (julio de 2010, agosto de 2010 y agosto de 2011) y se instalaron 9 barreras. Victoriano *et al.* (2016) han realizado la comparación espacio-temporal de los modelos digitales del terreno (MDT) obtenidos a partir de estos datos para analizar la evolución morfológica de los torrentes, así como para detectar zonas críticas de erosión y sedimentación, y cuantificar el balance sedimentario. El análisis muestra un fenómeno generalizado de la erosión a lo largo de los torrentes y en sus márgenes. Se ha observado que la erosión es mayor en el barranco de Portainé, más estrecho y encajado, que el de Reguerals. Otras zonas preferentes de erosión son las cicatrices laterales de deslizamientos recientes (algunas producidas por la socavación al pie de la ladera), los laterales y zonas aguas abajo de las barreras de retención y las salidas de los drenajes en los cruces de la carretera. En tramos donde disminuye la pendiente, en el cono de la confluencia con el río, aguas arriba de las redes de retención y de cruces de la carretera, predomina la sedimentación.

El material movilizado entre 2009 y 2011 se ha cuantificado mediante el cálculo de la diferencia en la elevación de cada celda de los MDT comparados. El volumen del material erosionado se ha estimado en 80.500 m³ aproximadamente, y la acumulación, sobre todo debida al llenado de las barreras durante las avenidas, en 72.700 m³. El balance sedimentario, negativo, indica que unos 7.800 m³ de material fueron exportados fuera de la cuenca y aportados al río en 2 años. La detección de las zonas de mayor erosión mediante LiDAR puede ayudar a la elección de las futuras zonas preferentes de actuación.

5.2. Monitorización del barranco

Para caracterizar los flujos torrenciales, en julio de 2015, se instaló una estación de monitoreo entre 1540 m s.n.m. y 1480 m s.n.m., compuesta por 4 geófonos unidireccionales (velocidad del flujo) y un sensor de ultrasonidos (altura del flujo) (Hürlimann *et al.*, 2014). Los datos del monitoreo se complementan con los

meteorológicos recogidos en la estación de esquí desde 2011, a 1985 m s.n.m.

La estación registró el episodio del 21 de agosto de 2015, originado por una precipitación corta pero intensa que causó la movilización de sedimentos del canal. El flujo no bloqueó la carretera en la cota 1700 m s.n.m., pero posteriormente incorporó gran cantidad de material del lecho, convirtiéndose en un flujo de derrubios maduro con varias oleadas, que se detuvo en la carretera a la cota 1450 m s.n.m., colmatando el drenaje. El registro de la vibración del suelo junto con los datos del sensor de ultrasonidos permite determinar la dimensión temporal del flujo y su velocidad. Con estos datos se ha observado que el flujo circuló durante 20 minutos en tres oleadas, la primera duró 10'42'', con una velocidad de 1,7 m/s; la segunda 7'30'', con 1,9 m/s; y la tercera solo 2'06'', con 2,1 m/s. Con estas velocidades de los frentes relativamente bajas (aprox. 2 m/s) se considera que la descarga de flujo máximo fue reducida (aprox. 13 m³/s). El sensor de ultrasonidos registró alturas máximas de flujo entre los 0,75 m y 1,5 m. La combinación de los valores registrados, junto a una anchura de flujo de 4 m, medida en el campo, permite calcular el volumen de sedimentos movilizados en 2130 m³. Este valor es similar a los 1980 m³ estimados en el campo, con un altura máxima del depósito de 2,5 m (Palau *et al.*, 2017).

5.3. Modelización

Con el doble propósito de conocer más sobre los eventos sucedidos y validar el funcionamiento de las barreras flexibles instaladas se han realizado diversas modelizaciones. Hürlimann *et al.* (2009), obtuvo un volumen aproximado de 26.000 m³, para el evento de septiembre de 2008, utilizando el modelo de volúmenes finitos que sigue el método de Godunov "FLATModel" (Medina *et al.*, 2008).

Raimat *et al.* (2013) modelizó el evento de julio de 2010 utilizando los mismos parámetros derivados del evento de septiembre de 2008. El modelo elegido fue el RAMMS, desarrollado por el WSL/SLF. A partir de considerar un comportamiento reológico de Voellmy, para el flujo de 2008, se obtuvieron velocidades de hasta 20 m/s y presiones superiores a 1400 kPa, combinación que justificaría la gran erosión observada. A partir de estos valores, de un volumen de 25.000 m³ y una densidad media de 2 t/m³, se modelizó el flujo considerando la presencia de la barreras construidas, obteniendo alturas, presiones y velocidades de flujo que demostraron la eficiencia de la barreras.

Palau *et al.* (2017), analizó el flujo de 21 de agosto de 2015, mediante el modelo GITS-1D, desarrollado por la UPC. El modelo calibra los parámetros de Voellmy usando, por un lado, el máximo recorrido observado en el campo, y, por otro, la velocidad y el área del flujo estimados mediante el monitoreo. Como resultados de la calibración se obtuvieron como mejores valores 0,29 (μ) para el coeficiente de fricción seca de Coulomb y 8 m^{0,5}/s para coeficiente de Chézy de fricción turbulenta (C). Con estos valores, las velocidades y las áreas del flujo obtenidas son muy similares a las obtenidas a partir de los datos de campo y el monitoreo.

6. CONCLUSIONES

En el presente artículo se ha presentado la dinámica torrencial del barranco de Portainé, así como una síntesis de los estudios realizados y de las correcciones hidrológicas.

A partir de toda la información disponible se puede constatar que la frecuencia de la actividad torrencial en los barrancos ha incrementado desde 2006. Este cambio puede haber sido propiciado por la presencia y desarrollo de la estación de esquí en la cabecera, que ha modificado la cobertura vegetal y la compactación del terreno, y por la construcción de canales de drenaje y terraplenes en la cuenca, que disminuyen la capacidad de infiltración e incrementan la escorrentía superficial.

Las principales afectaciones se observan en las intersecciones de los barrancos con la carretera de acceso a la estación de esquí. Los trabajos de campo y los datos LiDAR demuestran que los barrancos se encuentran en una fase erosiva muy activa.

La rotura del equilibrio geomorfológico ha producido una situación de inestabilidad: la cicatriz erosiva abierta en la formación superficial facilita la erosión de los márgenes durante los eventos, aportando material al canal y generando corrientes de derrubios con mayor facilidad. La erosión se produce de forma cada vez más intensa por lo que se generan flujos con gran cantidad de carga sólida sin necesidad de precipitaciones extraordinarias.

Aunque en general, las barreras han cumplido su función correctamente, reteniendo sedimentos y disminuyendo la energía del flujo, una vez llenas no impiden que las avenidas con gran cantidad de carga sólida sigan propagándose aguas abajo. La interacción entre la evolución natural y las medidas de defensa ha generado una dinámica compleja de erosión y sedimentación, que el modelo de diferencias a partir de datos LiDAR permite localizar. En algunos casos, la elevada erodibilidad del terreno ha conllevado problemas en el perímetro de anclaje de las barreras con el terreno. En otros casos, el flujo se ha concentrado de manera natural en el centro de la barrera, siendo esta situación la más deseable. Estas situaciones han aportado una valiosa experiencia para el diseño, instalación y mantenimiento de este tipo de obras de protección.

Actualmente, las medidas de mitigación realizadas para proteger de la dinámica torrencial a los accesos son únicamente las barreras, donde su situación y mantenimiento son de suma importancia. No obstante esto, hay que valorar, como alternativas, la posibilidad de rediseñar las confluencias entre los torrentes y la carretera mediante puentes.

El conocimiento existente y los resultados de las investigaciones en curso permitirán caracterizar la dinámica torrencial de la cuenca, comprender la evolución geomorfológica del sistema y evaluar la efectividad de las barreras para definir una correcta gestión y mitigación del riesgo en esta zona.

El barranco de Portainé, por su intensa actividad torrencial, se ha convertido en un laboratorio in situ completo para el estudio, la comprensión y la mitigación, desde un enfoque multidisciplinar, de los fenómenos torrenciales en zonas de montaña.

AGRADECIMIENTOS

Beca APIF (UB) y Ministerio de Ciencia e Innovación: DEBRISSTART (CGL2011-23300), CHARMA (CGL2013-40828-R) y SMuCPhy (BIA2015-67500-R).

REFERENCIAS

- Balasch, C., Becat, J., Marugan, C.M., Nadal, A., Rapalino, V., Remacha, R., 2008. *Les riuades del segle XX al Pallars Sobirà: 1907, 1937 i 1982*. Colección: Arxius y societat: Quaderns de divulgació històrica nº 2. Barcelona, 240 pp., Departament de Cultura i Mitjans de Comunicació, Generalitat de Catalunya. Barcelona, España.
- Fañanás, C., Aguilar Marín, N., Raïmat Quintana, C. and Luis-Fonseca, R. 2009. Corrección hidrológica en el barranco de Portainé. En: Alonso, E., Corominas, J., Hürlimann, M. (editors). *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Barcelona, 27-30 de Octubre de 2009, p. 999- 1011. CIMNE, Barcelona, España.
- Furdada, G., Génova, M., Guinau, M., Victoriano, A., Khazaradze, G., Díez-Herrero, A. and Calvet, J. 2016. Las avenidas torrenciales de los barrancos de Portainé, Reguerals y Ramaïosa (Pirineo Central): evolución de las cuencas y dinámica torrencial. In: Durán Valsero, J.J., Montes Santiago, M., Robador Moreno, A. and Salazar Rincón, A. (Editors) *Comprendiendo el relieve: del pasado al futuro*. Instituto Geológico y Minero de España, Geología y Geofísica 5: 315-322
- García-Oteyza, J., Génova, M., Calvet, J., Furdada, G., Guinau, M. and Díez-Herrero, A., 2015. Datación de avenidas torrenciales y flujos de derrubios mediante metodologías dendrogeomorfológicas (barranco de Portainé, Lleida, España). *Ecosistemas* 24(2):43-50.
- Hartevelt, J.J.A., 1969. Geological map of the Central Pyrenees. Sheet 10 Segre-Valira, Andorra-Spain. De Sitter, L.U., Zwart, H.J. and Savage, J.F. (Editors). Geological Institute, Leiden University. In: Zwart, H. J., *The Geology of the Central Pyrenees*. Leidse Geologische Mededelingen, 50-1, Geologisch en Mineralogisch Instituut der Rijksuniversiteit te Leiden, 1979.
- Hartevelt, J.J.A., 1970. Geology of the Upper Segre and Valira Valleys, Central Pyrenees, Andorra/ Spain. *Leidse Geologische Mededelingen* 45: 167–236.
- Hungr, O., Leroueil, S. and Picarelli, L., 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides* 11: 167–194.
- Hürlimann, M., Moya, J., Abancó, C., Portilla, M., Chevalier, G., Baeza, C., Raïmat, C., Graf, C., Torrebaddella, J., Oller, P., Copons, R., and Mases, M., 2009. Peligrosidad de corrientes de derrubios a escala de cuenca vertiente en el Pirineo oriental. Primeros resultados del proyecto “Debris-Catch”. *VII Simposio Nacional de Taludes y Laderas Inestables*. Alonso, E. & Corominas, J. eds. Barcelona.
- Hürlimann, M., Abancó, C., Moya, J. and Vilajosana, I., 2014. Results and experiences gathered at the Rebaixader debris-flow monitoring site, Central Pyrenees, Spain. *Landslides* 11: 939-953.
- Hürlimann, M., Lantada, N., González, M. and Pinyol, J., 2016. Susceptibility assessment of rainfall-triggered flows and slides in the central-eastern Pyrenees. In: International Symposium on Landslides. *Landslides and Engineered Slopes. Experience, Theory and Practice: Proceedings of*

- the 12th International Symposium on Landslides (Napoli, Italy, 12-19 June 2016)*. Napoli, CRC Press, 2016, pp. 1129-1136.
- Hürlimann, M., Palau R.M., Berenguer, M. and Pinyol, J., 2017. Analysis of the rainfall conditions inducing torrential activity in the Portainé catchment (Eastern Pyrenees, Spain). *Geophysical Research Abstracts*. Vol. 19. EGU2017-12494
- ICC, 1996. *Atles Climàtic de Catalunya*. ICC, Generalitat de Catalunya. Barcelona, 42 pp.
- IGC, 2010. Estudi de la torrentada de la nit del dia 11 al 12 de setembre de 2008 al barranc de Portainé (Pallars Sobirà). Código AP-019/10. Instituto Geológico de Catalunya. Generalitat de Catalunya. Barcelona, España.
- IGC, 2013. Avaluació de la dinàmica torrencial del torrent de Portainé, 2 vol. Código AP-035/13. Instituto Geológico de Catalunya. Generalitat de Catalunya. Barcelona, España.
- Luis-Fonseca, R., Raïmat, C., Hürlimann, M., Abancó, C., Moya, J. and Fernández, J., 2011. Debris-flow protection in recurrent areas of the Pyrenees. Experience of the VX systems from output results collected in the pioneer monitoring station in Spain. In: *Italian Journal of Engineering Geology and Environment. 5th International Conference on Debris-Flow Hazards, Mitigation, Mechanics, Prediction and Assessment*. Casa Editrice Università La Sapienza, 2011, pp 1063-1071.
- Marquès, M.A., 2000. Context geomorfològic dels aiguats del 10 de juny de 200 a la zona de Montserrat. In: *Associació Catalana de Meteorologia (Editors), VI Jornades de Meteorologia Eduard Fontserè, Aiguats del 10 de juny de 2000*, Barcelona, pp. 117-127.
- Medina, V., Bateman, A. and Hürlimann, M., 2008. FLATModel: a 2D finite volume code for debris-flow modelling. Application to events occurred in the Eastern Pyrenees. *Int. J. Sediment Research*, 23 (4), 348–360.
- Palau R.M., Hürlimann, M., Pinyol, J., Moya, J., Victoriano, A., Génova, M., and Puig-Polo, C., (2017). Recent debris-flows in the Portainé catchment (Eastern Pyrenees, Spain). Analysis of monitoring and field data focussing on the 2015 event. *Landslides*, doi:10.1007/s10346-017-0832-9.
- Pinyol, J., González, M. and Moysset, M., (2017). Preliminary estimation of Aubeta debris flow deposition and erosion volumes using LiDAR data [Online]. In: *JTC1 Workshop on Advances in Landslide Understanding*. <http://congress.cimne.com/jtc1/admin/files/fileabstract/A39.pdf>
- Raïmat, C., Riera, E., Graf, Ch., Luis-Fonseca, R., Fañanás, C. and Hürlimann, M., 2013. Experiencia de la aplicación de RAMMS para la modelización de flujo tras la aplicación de las soluciones flexibles VX en el barranc de Portainé. In: *Libro del VIII Simp. Nac. Sobre Taludes y Laderas Inestables*, Palma, 2013, pp 1131- 1144.
- Victoriano, A., Guinau, M., Furdada, G., Calvet, J., Cabré, M. and Moysset, M., 2016. Aplicación de datos LiDAR en el estudio de la dinámica torrencial y evolución de los barrancos de Portainé y Reguerals (Pirineos Centrales). In: *Durán Valsero, J.J., Montes Santiago, M., Robador Moreno, A. and Salazar Rincón, A. (Editors) Comprendiendo el relieve: del pasado al futuro*. Instituto Geológico y Minero de España, *Geología y Geofísica* 5: 447-455

GENERACIÓN DE INDICADORES DE EROSIÓN HÍDRICA EN TALUDES MEDIANTE UN SISTEMA AUTOMÁTICO DE CONTROL

**Aitor Fernández Jiménez⁽¹⁾, Elena Antuña Yudego⁽¹⁾, Eduardo Álvarez Álvarez⁽¹⁾,
Alberto Fernández Villán⁽²⁾, Juan Luis Carús Candás⁽²⁾, Ricardo González
Martínez⁽²⁾, Pablo García⁽³⁾**

⁽¹⁾ Área de Ingeniería Hidráulica, Departamento de Energía
Escuela Politécnica de Mieres – C/Gonzalo Gutiérrez Quirós s/n 33600-Mieres, Asturias, España
Universidad de Oviedo

⁽²⁾ TSK Electricidad y Electrónica S.A.
Parque Científico Tecnológico, C/Ada Byron 220.33203 – Gijón, Asturias, España.
Universidad

⁽³⁾ Laboratorio de Hidráulica, Programa de Hidráulica Computacional
Instituto Nacional del Agua, Au Ezeiza – Cañuelas, tramo Jorge Newbery Km 1620 1804 Ezeiza,
Buenos Aires, Argentina.

RESUMEN

La erosión hídrica es una importante fuente de problemas de fallo en grandes taludes, por lo que el estudio de los parámetros que afectan a la estabilidad proporciona información acerca del riesgo de colapso. En dicha línea, este trabajo forma parte de un sistema automático de generación de indicadores de riesgo de fallo por erosión hídrica que utiliza: datos en campo, captados en unidas remotas, modelos de erosión y algoritmos de trabajo con datos históricos.

1. INTRODUCCIÓN

La sociedad actual, en su inexorable desarrollo socio-económico, requiere de un aumento en la provisión de energía; lo que requiere del transporte de combustibles líquidos y gaseosos a lo largo de grandes distancias mediante la utilización de conducciones: oleoductos y gaseoductos. El aumento en el número de estas infraestructuras plantea un continuo desafío para los operadores y empresas de estos sistemas de transporte de combustible debido a que suelen atravesar zonas de difícil acceso; asegurando altos niveles de disponibilidad de los recursos para satisfacer las enormes demandas.

En este contexto, la erosión hídrica es uno de los factores de máxima importancia a prever y controlar. Aunque se han desarrollado planes de mantenimiento de estas infraestructuras

lineales, el acceso a los puntos críticos suele ser sumamente dificultoso después de producirse grandes tormentas, ya que los accesos también se ven afectados y dificulta las tareas logísticas y de transporte para solventar la avería causada. La demora temporal que se produce puede dar pie a la aparición de nuevos fallos con consecuencias mucho mayores y, por tanto, que agudicen el problema.

Para reducir la probabilidad de la aparición de estos fallos, se plantea desarrollar y disponer de un adecuado sistema automático y autónomo para la generación de indicadores potenciales de erosión hídrica, capaz de disparar alarmas frente a la superación de ciertos umbrales de riesgo que permitan detectar de manera anticipada, posibles problemas de erosión que pongan en riesgo la estabilidad de los taludes y de la propia conducción.

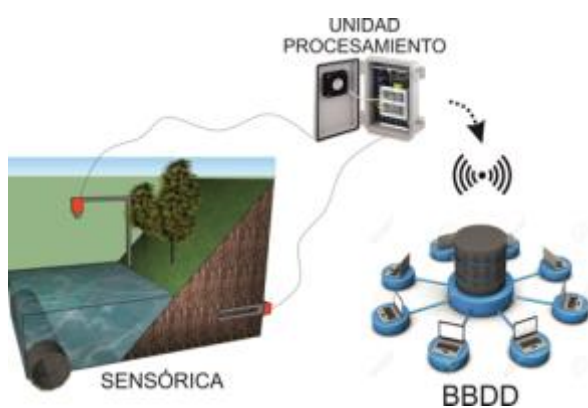


Figura 1 - Sistema de generación de indicadores de erosión hídrica.

El sistema propuesto (Figura 1), se compone de un sistema remoto de monitorización, compuesto por una unidad de procesamiento con base de datos (BBDD), un servidor y diferentes sensores, que permite generar indicadores de riesgo a través de una serie de indicadores medioambientales relacionados con la estabilidad del terreno adyacente a la conducción, así como su posterior análisis. De esta forma, el sistema permite disparar alarmas de forma inteligente y planificar tareas de mantenimiento correctivo y preventivo.

2. OBJETIVO

El principal objetivo del estudio que se presenta, es el de diseñar y desarrollar un sistema inteligente y autónomo, que permita la supervisión de conducciones; detectando, de manera anticipada, posibles problemas de erosión hídrica que afecten a la estabilidad de la conducción y pongan en peligro su integridad estructural.

Para la consecución de este objetivo se identifican una serie de objetivos técnicos, basados en el desarrollo de técnicas de supervisión inteligente, con técnicas avanzadas de análisis de datos:

1. Definición de modelos numéricos de previsión de fallos que analicen las señales obtenidas de la sensórica instalada en campo, obteniéndose indicadores de daño potencial. Estos modelos, tienen la capacidad de utilizar datos históricos que incluyan análisis de las causas.
2. Diseño de los algoritmos encargados de realizar la detección temprana de fallos por erosión hídrica, utilizándose umbrales de señales de campo.
3. Creación de un sistema de análisis de los fallos producidos, apoyándose en una base

documental progresiva de datos históricos de cada fallo y sus posibles causas. Esta información se incluirá progresivamente en los modelos numéricos de previsión.

Al objeto de poder validar el sistema diseñado se realizará una implementación piloto en lugares de especial riesgo de erosión hídrica; realizándose previamente una validación en laboratorio de los sensores de humedad y de los medidores de nivel de agua por radar.

3. ESTADO DEL ARTE

La erosión hídrica se define como el proceso de sustracción de masa sólida al suelo o a la roca de la superficie llevado a cabo por un flujo de agua que circula por la misma (*Brea, J.D., 2010*). Por otro lado, la sedimentación es el proceso de deposición del material erosionado y transportado por la escorrentía, apareciendo muchas veces lejos del lugar de origen, pudiendo provocar grandes problemas en las infraestructuras.

Los principales modelos que se han venido desarrollando para el estudio y prevención de los efectos nocivos de la erosión y sedimentación de origen hídrico, tienen relación directa con la pérdida de tierra cultivable, estimada entre 5 y 7 millones de hectáreas por año (*Marelli, H.J., 1989*). Además, el aumento de los regímenes extremos de índole climático, como sequías o avenidas extremas, es responsable del desarrollo de sistemas para detectar la erosión hídrica en sus fases más tempranas (*Ramos-Cañón, A.M., 2015*).

Las infraestructuras lineales de conducciones de gas o petróleo son inspeccionadas, actualmente, de manera periódica mediante la temporalización de las labores de mantenimiento por parte de los operarios. Sin embargo, esta técnica se ve altamente afectada por las condiciones meteorológicas. Además, estas inspecciones se basan en la detección de problemas de manera visual o, de manera más innovadora, mediante el uso de sensores de fibra óptica que detectan la erosión (*Artiéres, O., 2012*). Ambos métodos requieren de instalaciones complejas y un coste de operación muy alto.

La utilización de tecnologías de seguimiento a distancia utilizados como detectores de problemas erosivos hídricos, es relativamente novedosa. La aplicación más completa que se ha reportado se encuentra en el oleoducto de Orensa, en Colombia, donde se han instalado pluviómetros y generado indicadores de riesgo de erosión por fallos masivos, correlacionando datos de precipitación con fallos históricos registrados (*García, H.A., 2013*). No es casual que esto tenga lugar en Sudamérica, donde el número de conducciones de combustible es una actividad de gran envergadura y crecimiento.

De acuerdo a la International Erosion Control Association (IECA), no se han reportado aplicaciones de índole similar para el control temprano de la erosión hídrica en otros proyectos; por lo que la investigación que se presenta constituye un avance en el estado actual de la técnica en varios puntos, los cuales se describen a continuación. En primer lugar, se desarrolla un sistema para la detección de la erosión hídrica que tiene en cuenta los tres principales tipos:

- 1) *Erosión superficial*, comprende los procesos erosivos que se registran sobre la superficie del terreno, incluyendo desde la erosión en lámina, pasando por la erosión en surco, y llegando a la erosión en cárcava como caso extremo.
- 2) *Socavación*, identifica los procesos de erosión del fondo que se producen en las quebradas durante el pasaje de ondas de crecida generadas por tormentas severas.
- 3) *Movimientos del terreno*, incluye procesos de falla asociados a acciones gravitatorias de la masa del suelo y a las presiones intersticiales del agua debidas al desarrollo de una red de flujo en el talud.

Para ello, se aplicarán modelos numéricos complementados con técnicas de supervisión inteligente, que permitirán la detección temprana de dichos procesos erosivos; de modo que los procesos estarán mejor caracterizados y definidos al tener en cuenta los principales tipos que pueden tener lugar. Todo ello se interrelaciona mediante un sistema de supervisión y control que permite la monitorización remota de los diferentes procesos y su evolución temporal.

4. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

El sistema estará constituido por un módulo de adquisición de datos de campo, una plataforma para el procesamiento y una capa de explotación que permita el manejo y visualización de la información adquirida y procesada. A través de la interacción entre los tres módulos principales del sistema, se recogerán los datos en campo y se transformarán en indicadores de riesgo y peligro mediante técnicas avanzadas de análisis de datos (Figura 2).



Figura 2 - Diagrama del sistema propuesto.

El módulo de adquisición de datos se encarga de la captura de datos a pie de campo mediante el uso de diferentes sensores además de llevar a cabo el pre-procesamiento requerido. Por otro lado, en el módulo o unidad de procesamiento de datos se aloja la lógica necesaria para almacenar la información recogida por el módulo de adquisición. Esta información es posteriormente enviada a un servidor remoto a través de una conexión por satélite.

Por otro lado, en el módulo de procesamiento de datos se alojará toda la lógica necesaria para transformar la información capturada de los sensores en información valiosa para la unidad de control y la monitorización de las conducciones.

Por último, el módulo de explotación de datos utilizará herramientas Web, con diferentes funcionalidades como la posibilidad de generar gráficos, estadísticos interactivos o envío de datos a los usuarios adecuados para diferentes dispositivos: PC's, teléfonos inteligentes, etc.

A partir de la captación y almacenamiento de datos, se diseñarán una serie de módulos de análisis inteligente compuesta por tres elementos: previsión de fallos, detección temprana de fallos, y análisis de fallos producidos.

5. ALGORITMOS

Los datos que vayan obteniendo los diferentes sensores instalados a pie de campo, serán estudiados y procesados para convertirse en inputs de los diferentes modelos teóricos de erosión. Se basan en modelos teóricos de base empírica, que se han obtenido a partir de técnicas de simulación y de experimentación en laboratorios físicos, y se alimentarán por la sensórica elegida en tiempo real (Figura 3).



Figura 3 - Relación entre los modelos de erosión hídrica y los sensores.

Los modelos teóricos de erosión hídrica propuestos se detallan a continuación:

- *Modelo de erosión superficial*, que tiene su fundamento teórico en el estudio de la erosión en la superficie del terreno, siendo los principales causantes la meteorización directa e indirecta de la lluvia y el arrastre por escorrentía superficial. Este modelo se basa en la aplicación de la Ecuación Universal Revisada de Pérdida de Suelo (Revised Universal Soil Loss Equation) (Clèrici, C., 2001), también denominada Ecuación RUSLE. Con este modelo se estima la pérdida de suelo por unidad de superficie del terreno a partir del producto de una serie de factores que recogen la influencia de la topografía, la vegetación, el uso del suelo y la intensidad de la precipitación (Ecuación 1). Este último valor es registrado mediante el uso de un pluviómetro.

$$A = R * K * LS * C * P \quad (1)$$

Donde R es el factor de erosión lluvia-escorrentía, K es el factor que caracteriza la resistencia de suelo a la erosión, LS factor topográfico función de la inclinación y

extensión del terreno (metros cuadrados), C factor de uso de suelo y P factor de la práctica de soporte que es función de las intervenciones de control de la erosión mediante estructuras (Wischmeier, W.H., 1978).

- *Modelo de socavación*, que se basa en el estudio de los procesos erosivos que se producen en el lecho de los arroyos al paso de ondas de avenidas, siendo la velocidad de la corriente de agua el principal factor causante de este fenómeno.

Este modelo se basa en la correlación de los resultados de otros tres sub-modelos: modelo de Lischtván – Lebediev de erosión generalizada (Farias, H.D., 2003), método racional de caudal pico (Vélez, M.V., 2006) y la relación de Chêzy – Manning de nivel (Manning, R., 1889).

El primer sub-modelo varía su formulación en función de la presencia de suelos cohesivos (ecuación 2) o granulares (ecuación 3) y permite obtener la disminución de cota máxima que puede sufrir el lecho del arroyo, h_s (en metros); para lo cual, se sirve de los resultados de los otros dos sub-modelos y del nivel del agua que proporcional el sensor de nivel de agua por radar.

$$h_s = \left(\frac{1}{n} \frac{\sqrt{I_0} h_0^{\frac{5}{3}}}{0,60 \gamma_d^{1,18} \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}} \quad (2)$$

$$h_s = \left(\frac{1}{n} \frac{\sqrt{I_0} h_0^{\frac{5}{3}}}{0,68 d_m^{0,28} \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}} \quad (3)$$

Donde γ_d es el peso volumétrico del material seco, β es un coeficiente que depende de la frecuencia con que se presente la crecida, d_m es el diámetro medio de las partículas en metros, X un exponente que depende del peso volumétrico para (2) y que depende de d_m para (3) y h_0 que es la profundidad inicial referida al nivel de agua también en metros.

La combinación de estos tres sub-modelos permite obtener la probabilidad o riesgo de que la conducción quede al descubierto por fenómenos de socavación.

- *Modelo de movimientos del terreno*, que se basa en el estudio de procesos de fallo coligados a la gravedad y a los cambios en la presión intersticial del agua en taludes; causados por la acción de la meteorización de la lluvia, la geomorfología del talud y la red de flujo percolado en su interior.

Emplea los ábacos de Hoey y Bray de análisis de estabilidad del talud (Lia, A.J., 2008), cuyas entradas incluyen características del terreno como el ángulo de fricción interna o el coeficiente de cohesión, datos geométricos como la altura del talud, y datos higrométricos dados por los sensores de humedad introducidos en el cuerpo del talud.

La selección del ábaco que mejor se adapta a cada caso, junto con la aplicación de los demás parámetros mencionados, da como resultado un factor de seguridad al deslizamiento del terreno (ecuación 6).

$$\frac{c}{\gamma HF} \quad (6)$$

Donde c es la cohesión del terreno, γ es el peso específico aparente del terreno en (kN/m^3), H es la altura del talud en metros y F es el factor de seguridad.

A partir de estos tres modelos, se definirán indicadores de peligro, que se definirán de la siguiente forma:

- *Erosión superficial*, como la relación entre la pérdida de profundidad del suelo y la profundidad inicial, Δ_{es} . En la Figura 4 se puede ver esa relación de alturas; siendo Z_s la cota inicial del fondo de la quebrada, H_s es la distancia del sensor a la superficie libre y H_0 la distancia de tapada.

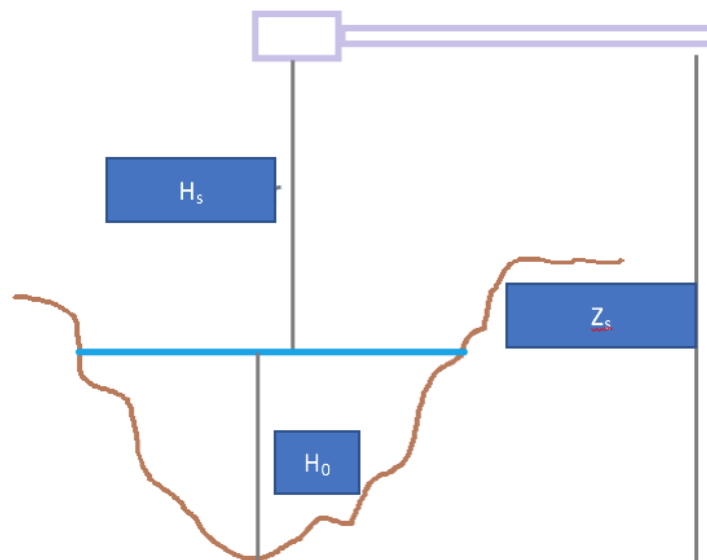


Figura 4 - Esquema de medición con el sensor de niveles por radar.

- *Socavación*, como la relación entre la profundidad máxima de socavación y la tapada original, Δ_{sq} .
- *Movimientos del terreno*, con el factor de seguridad del talud que mide la relación entre las fuerzas equilibradoras y desequilibradoras, F .

Los grados de peligro se indican en la Tabla 1, indicándose distintos rangos de variación de los indicadores de peligro.

GRADO DE PELIGRO	Δ_{es}	Δ_{sq}	F
Ausencia	0	0	>1.5
Muy bajo	0-0.1	0-0.1	1.25/1.5
Bajo	0.1-0.5	0.1-0.5	1.0/1.25
Medio	0.5-0.8	0.5-0.8	0.75/1.0
Alto	0.8-1.0	0.8-1.0	0.5/0.75
Muy alto	>1	>1	<0.5

Tabla 1 - Grados de peligro asociados a valores de indicadores de riesgo.

Por último, en función de los valores de riesgo que se vayan obteniendo se expondrán en una interfaz de usuario basada en herramientas Web, que permitirá la supervisión general del sistema y la planificación de los diferentes mantenimientos correctivos y preventivos.

6. VALIDACIÓN EN LABORATORIO

La validación en laboratorio comprendió dos operaciones; por un lado, realizar un estudio de las diferentes condiciones a las que va a estar sometido el material y, por otro lado, verificar los modelos teóricos relativos a la humedad volumétrica y al cálculo de los factores de humedad. Los materiales utilizados se indican en la Tabla 2.

MATERIAL	DESCRIPCIÓN
Cajón de acero inoxidable	2,50 x 1,00 x 0,50 m
Sensores de humedad	30 cm de largo, modelo CS-650

Tabla 2 - Listado de material utilizado.

El ensayo se realizó con los sensores de humedad en relación con el modelo de movimiento de tierras, buscando que se adecúen a las características de la ubicación escogida y la incidencia en las lecturas que pueda tener la variación del ángulo de inclinación del sensor, la tipología de suelo y el flujo percolado. Además, algunos estudios revelan la necesidad de calibración de esta clase de sensores para mejorar entre un 4% y 6% la precisión en las mediciones (*Jacobsen, O.H., 1993*).

Para la realización de este ensayo se diseñó un cajón de acero inoxidable (Figura 5) de paredes transparentes que permite observar el flujo percolado en el interior de un talud a escala, con una altura de 0,75 metros de altura y un ángulo de inclinación de 38°. Dicho cajón tiene una cámara libre en su parte trasera donde se verterá el agua alcanzando diferentes niveles, lo que generará dentro del talud variaciones en la posición del nivel freático. La parte frontal del mismo está abierta, aunque tiene una compuerta de seguridad por si el talud colapsa, para acceder al mismo durante la fase de preparación y de ensayo. Para ello, se utilizaron dos materiales pétreos comunes en las zonas selváticas donde habitualmente se instalan las conducciones: arenas y tierra vegetal.



Figura 5 - Cajón metálico para ensayo con talud.

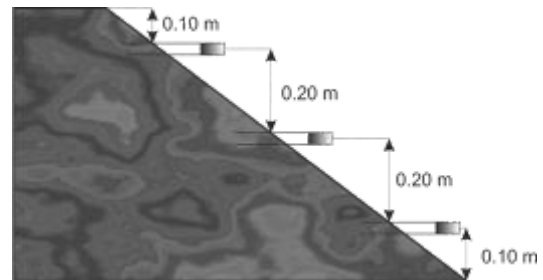


Figura 6 - Colocación de los sensores de humedad

Para poder conocer las características de los materiales requeridas en los modelos de erosión, se han sometido a los mismos a unos análisis de laboratorio. El primero de dichos análisis ha consistido en la utilización de un porosímetro, que basa su funcionamiento en la intrusión de mercurio tri-distilado en la estructura porosa del material bajo condiciones de presión rigurosamente controladas. El resultado de este análisis es la densidad aparente del material y la porosidad (ver Tabla 3).

	ARENAS	TIERRA VEGETAL
Densidad Aparente (g/ml)	2,4401	2.1236
Porosidad (%)	40.077	46.2357

Tabla 3 - Caracterización volumétrica de las arenas.

6.1. Estudio de las condiciones en servicio del sistema

Dado que el objetivo del ensayo es la validación del comportamiento de los sensores para distintos grados de humedad, se busca provocar en el talud una capa freática que se pueda variar de forma controlada. Para la generación de dicha capa, se ha llenado con agua la parte trasera del talud a diferentes alturas, de modo que ésta circula por el interior del talud en función de la altura de lámina de agua y varía la posición del nivel freático en su interior; dato que tendría que ser recogido por parte de los sensores y plasmado en los resultados.

La forma de proceder en el ensayo consistió, en primer lugar, en el llenado de agua de la cámara libre hasta obtener una altura de lámina de 20 cm, para dejarla penetrar a través del cuerpo del talud, obteniendo así una primera altura de capa. A continuación, se ha seguido el siguiente procedimiento:

- 1) Se insertaron los tres sensores de humedad en la pendiente del talud en posición horizontal, es decir, con un ángulo de inclinación de 0° respecto a la base del talud. Cada sensor se colocó a una altura diferente, comprendida entre la coronación y la base, respetando un espaciamiento entre los mismos de 0,20 metros en dirección vertical. En el caso de los sensores superior e inferior, se respetó igualmente 0,10 m de distancia entre las varillas del sensor y los planos de coronación y de base del talud

respectivamente. De esta forma, se evita la interferencia en el proceso de medición entre los propios sensores y con la transición tierra-aire y tierra-acero de los límites del talud. A continuación, se registran las mediciones.

- 2) Se cambia la inclinación de los sensores, rotándolos 90° respecto a la horizontal (verticales) e instalándolos en los mismos puntos de inserción de la etapa anterior. En este caso, el espaciamiento será de 0,20 m entre sensores debe ser en dirección horizontal y la distancia entre la punta de la varilla del sensor inferior y el plano base del talud debe ser de 0,10 m al menos. Para la selección de los puntos de inserción en el primer caso (0°) se ha tenido en cuenta también las limitaciones impuestas por este segundo estado, de forma que los puntos de inserción seleccionados cumplan las restricciones de espaciamiento sea cual sea el grado de inclinación de los sensores. Una vez instalados, se registran nuevamente las mediciones.
- 3) Se repite la operación colocando esta vez los sensores a una inclinación de 45° respecto a la vertical

El procedimiento descrito se repite de nuevo para diferentes alturas de la capa freática: 40 y 60 cm.

6.2. Verificación de los modelos teóricos.

Para la verificación de los modelos teóricos se ha obtenido la humedad representativa del talud, definida como el promedio de las medidas de humedad detectadas por cada uno de los tres sensores colocados en el talud a escala. En la Tabla 4 se muestra la humedad volumétrica.

$\alpha(^{\circ})$	Z(m)	$\omega(m^3/m^3)$	$\alpha(^{\circ})$	Z(m)	$\omega(m^3/m^3)$	$\alpha(^{\circ})$	Z(m)	$\omega(m^3/m^3)$
0	0.20	0.000	45	0.20	0.000	90	0.20	0.000
	0.40	0.020		0.40	0.047		0.40	0.067
	0.70	0.096		0.70	0.153		0.90	0.165

Tabla 4 - Humedad representativa del talud.

La arena testeada tiene un peso específico de 1.46 t/m^3 ; una cohesión de 0.05 t/m^2 , un ángulo de fricción de 30° y una porosidad del 40.08%. A partir de estos datos y la humedad calculada anteriormente, se han obtenido los diferentes factores de seguridad del talud, FS (ver Tabla 5) utilizando la metodología propuesta por Hoek y Bray (Hoek y Bray, 1981).

$\alpha(^{\circ})$	Z(m)	FS_i	$\alpha(^{\circ})$	Z(m)	FS_i	$\alpha(^{\circ})$	Z(m)	FS_i
0	0.20	1.26	45	0.20	1.26	90	0.20	1.26
	0.40	1.13		0.40	1.13		0.40	1.13
	0.70	1.13		0.70	1.00		0.90	1.00

Tabla 5 - Factores de Seguridad del Talud.

Se observa que el aumento de la lámina de agua y, por tanto, de la posición del nivel freático, provoca una disminución del factor de seguridad del talud de un 20%. Se aprecia que con los

sensores colocados a 45° y 90° se captura con mayor detalle la variación en los factores de seguridad. De esta forma, se corrobora la hipótesis que se había supuesto antes de la realización de las pruebas en laboratorio.

7. DESCRIPCIÓN DE UBICACIONES SELECCIONADAS PARA EL SISTEMA DE MONITOREO

Se han determinado dos emplazamientos con las mejores condiciones para la realización de la instalación del sistema de monitoreo, localizados en la zona del Bajo Urubamba (Perú) (Figura 7).

Estos emplazamientos están caracterizados por una alta probabilidad de erosión hídrica como consecuencia de las fuertes tormentas que se dan, llegándose a registrar eventos de 200-500 mm/hora (*Espinoza Villar, J.C., 2010*). Además, la edafología de la zona indica que el perfil del suelo está formado por un manto superior de arcilla limosa, el cual subyace un manto rocoso de arenisca. Los emplazamientos escogidos se detallan en la Figura 7.

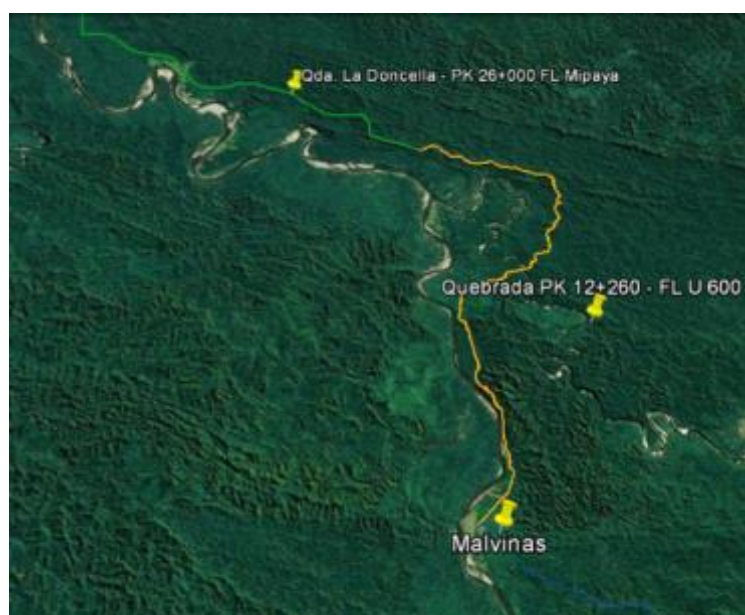


Figura 7. Ubicación de los emplazamientos elegidos (Google Earth).

REFERENCIAS

- Artières, O., Beck, Y. L., & Guidoux, C. (2012, August). Scour erosion detection with a Fibre Optic Sensor-Enabled Geotextile. In Proceeding of the 6th Int. Conf. on Scour Erosion, Paris. <http://scour-and-erosion.baw.de/icse6-cd/data/articles/000251.pdf>
- Brea, J.D. & Balocchi F. (2010). Procesos de erosión-sedimentación en cauces y cuencas. Volumen 1, *Programa Hidrológico Nacional*. PHI-VII Documento Técnico N°22.
- Clérici, C., García Préchac, F., (2001). Aplicaciones del modelo USLE/RUSLE para estimar pérdidas de suelo por erosión en Uruguay y la Región Sur de la cuenca del río de la Plata. *Agrociencia* (2001) Vol.V N°1 pág.92-103.
- Espizona Villar, J.C., Ronchail, J., Lavado, W., Carranza, J., Cochonneau, G., Oliveira, E., Pombosa, R., Vauchel, P., Loup Guyot, J. (2010) Variabilidad espacio-temporal de las lluvias en la cuenca amazónica y su relación con la variabilidad hidrológica regional. Un enfoque particular sobre la región andina. *Revista peruana geo-atmosférica RPGA* (2), 99-130 (2010).
- Farias, H.D., Pilán, M.T., Pece, F.J., Olmos, L.A. (2003) Erosión general en ríos con lechos arenosos. *Primer Simposio Regional Sobre Hidráulica de Ríos*.
- García, H.A., Colonia, J.D., & Corrales, J.J., (2013). Plataforma tecnológica para el monitoreo de amenazas naturales en el oleoducto de Orensa. *Memorias del 3er Seminario Internacional de ingeniería sísmica y geotécnica*, 1-12.
- Jacobsen, O.H., Schjonning, (1993) P. A laboratory calibration of time domain reflectometry for soil water measurement including effects of bulk density and texture. *Journal of Hydrology*. Volume 151, Issues 2-4, November 1993, pages 147-157.
- Lia, A.J., Merifields, R.S., Lyaminb, A.V, Stability charts for rock slopes based on the Hoek-Brown failure criterion. (2008). *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Volumen 45, Issue 5, July 2008, Pages 689-700.
- Manning, R. (1889). On the flow of water in open channels and pipes, *Trans. Inst. Civ. Eng. Ireland*, 20, 161-207.
- Marelli, H.J., 1989. La erosión hídrica. INTA-EEA Marcos Juárez.
- Ramos-Cañón, A.M., Trujillo-Vela, M. G., & Prada-Sarmiento, L.F (2015). Niveles umbrales de lluvia que genera desplazamientos: una revisión crítica. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 25 (2), pp. 61-80, DOI: <http://dx.doi.org/10.18359/rcin.1432> .
- Vélez, M.V., Quintero, W.G., Delgado, J.P. (2006). Implementación del modelo MG para Antioquía y el Eje Cafetero. *Avances en Recursos Hídricos*, Número 14, Octubre de 2006, Medellín, ISSN 0121-5701.
- Wischmeier, W.H., Smith, D.D., (1978), Predicting rainfall-erosion losses: A guide to conservation planning. USDA, Agric. Hand. No 537.
- Hoek E. and Bray, J.W. 1981. "Rock Slope Engineering". Revised 3rd Edition. Institution of Mining and Metallurgy. Spon Press. London.

AFECCIÓN HIDROGEOLÓGICA SOBRE LA ESTABILIDAD DE LA LADERA SITO EN EL MUNICIPIO DE ERMUA (VIZCAYA).

Barral Ramón, Noemí*; **Husillos Rodríguez, Raúl†**; **Pérez Álvarez, Rubén†**; **Fernández Maroto, Gema†**; **De Luis Ruiz, Julio Manuel†**; **Larrea Bergaretxe, Agustín†**.

* Departamento de Transportes y Tecnología de Proyectos y Procesos.
Escuela Politécnica de Ingeniería de Minas y Energía.
Universidad de Cantabria

† Departamento de Transportes y Tecnología de Proyectos y Procesos.
Escuela Politécnica de Ingeniería de Minas y Energía.
Universidad de Cantabria

PALABRAS CLAVE: hidrogeología, inestabilidad producida por el agua, flujos de agua en macizos rocosos, flujos de agua en el Flysch margo-calizo.

RESUMEN:

La presencia de agua en el seno tanto de los macizos rocosos como de los suelos, es un condicionante fundamental en la estabilidad de laderas y taludes, debido a que disminuye considerablemente las capacidades portantes de los mismos.

En el municipio de Ermua (Vizcaya), desde el año 2012 se han producido diferentes casos de inestabilidades tanto en laderas como en taludes excavados para el desarrollo urbanístico del municipio, con pendientes relativas del 45-50 ° en estado natural y de más de 60° en taludes excavados.

Para centrar cronológicamente el problema a estudiar se pueden definir como hitos relevantes, el desprendimiento de la ladera sobre viviendas en la calle Sakona el 22/03/12, deslizamiento de parte de ladera de tierra causando daños sustanciales en marzo 2015 y como caso más reciente y de gran envergadura, el colapso del talud Suroeste de la explotación Urko Alde.

El sustrato geológico del municipio de Ermua, está compuesto de materiales presentes en el Flysch detrítico-calcáreocretácico, formado por una sucesión de materiales de dos conjuntos que son el flysch calcáreo y el flysch detrítico – calcáreo. En general, es una serie de carácter turbidítico, de flujos axiales, procedentes del Pirineo.

Estos materiales están constituidos por una alternancia rítmica de calizas arenosas, con un tamaño de grano fino a medio, y margas en bancos centi-decimétricos (entre 5 y 20 cm generalmente); presentan también intercalaciones de calizas micríticas, por lo general de pequeña potencia (inferior a los 5 cm).

El contacto con los materiales margosos de muro es gradual, mientras que el contacto a techo con materiales calcáreos del Daniense es brusco, apareciendo brechas intraformacionales compuestas por cantos lutíticos negros y clastos de caliza en bancos que oscilan entre 0,5 y 6 metros de potencia. Las calizas arenosas presentan en varias ocasiones disoluciones y karstificaciones de pequeña entidad. La dureza en esta formación varía en función de la litología y del grado de meteorización. En estado sano los niveles margosos se clasifican como rocas de resistencia media, mientras que la caliza arenosa se clasifica como roca de resistencia alta.

Debido al origen sedimentario de estos compuesto y a su disposición alternante de distintos materiales, favorecen la circulación de agua por lo planos de contacto, debilitando la cohesión entre planos y ejerciendo una presión sobre los paquetes de materiales, lo cual se traduce en un aumento de la facilidad de producir un deslizamiento planar.

El presente estudio trata de conocer el grado de afección de la circulación del agua en el seno del citado compuesto geológico, así como la distribución y afección de las presiones intersticiales sobre los factores de estabilidad de los materiales.

1.- INTRODUCCIÓN.

Se puede utilizar el término deslizamiento de tierras o simplemente deslizamiento, para referirse al desplazamiento que se produce del material rocoso o terrígeno del que esta constituido una ladera). Las causas por las que se producen los deslizamientos son debidas a diversos factores, los cuales pueden ser el tipo de material del que esta constituida la ladera, la topografía del terreno, las características geométricas y resistentes de la fracturas y discontinuidades del macizo rocoso, actividad sísmica, factores externos (actividad humana) y por supuesto por la presencia de agua tanto proveniente de precipitación como subterránea.

El hecho de la acción humana en la modificación de la morfología del terreno y de las condiciones de drenaje natural, son un elemento desestabilizador de la laderas en general, por lo que son más susceptibles las zonas urbanas o afectadas por la acción del hombre de que se produzcan deslizamientos.

La lluvia y el drenaje y circulación hídrica tanto superficial como subterránea, son unos factores importantes a tener en cuenta puesto que provoca un cambio en el nivel freático, características resistentes y la erosión general de la roca o suelo ~~del suelo~~, debido a la concentración de agua, lo que favorece la formación de fracturas en el macizo rocoso o el hinchamiento del suelo. (A Numerical Investigation of the Stability of Unsaturated Soil Slopes Subjected to Transient Seepage. C. W. W. Ng & Q. Shi. Computers and Geotechnics, Vol. 22, No. 1, pp. 1±28, 1998).

Por otra parte, la modificación del terreno al realizarse cortes y rellenos puede favorecer los deslizamientos. Al realizar un corte en un talud se producen una serie de cambios en el estado tensional del terreno, provocando la relajación de los esfuerzos a compresión y

el aumento de los esfuerzos de corte dejando expuesto el material meteorizado al aire y los cambios de humedad de forma que se modifican sus propiedades físico-químicas.

Otro aspecto a tener en cuenta son los cambios que se producen en las aguas subterráneas como consecuencia de los procesos de urbanización, pudiendo producirse la impermeabilización del terreno, disminuyendo la infiltración y aumentando la escorrentía y el riesgo de que se produzcan fugas en las instalaciones de agua.

Con todo ello, es importante tener en cuenta numerosos factores con el fin de evitar o minimizar el fenómeno de deslizamiento de tierras a la hora de ejecutar un proceso de modificación del terreno y urbanización del mismo.

2.- ANTECEDENTES.

En la zona del País Vasco los deslizamientos de tierra son frecuentes debido a su relieve y climatología, causando aproximadamente el 30% de los siniestros relacionados con daños a edificios (Fuente: Aseguradora ASEFA, periodo 2000-2011).

Basándose en los informes elaborados por el Instituto Geológico y Minero de España, la previsión de pérdidas económicas en todo el territorio español durante el periodo comprendido entre 1986 y 2016 se estimó en 4.500 millones de euros.

El 21 de abril de 2012 se produjo un desprendimiento de tierras en la ladera Noreste de la Urbanización Sakona, en el término municipal de Ermua, en Bizkaia. Este desprendimiento afectó tanto a materiales tipo suelos como a roca, de forma que dichos materiales llegaron a alcanzar el vial existente y los aparcamientos colindantes, los cuales, en el momento del desprendimiento se encontraban ocupados por diversos vehículos que se vieron afectados por el proceso de deslizamiento.

En una primera inspección se determinó que el desprendimiento no afectó severamente al edificio existente situado al Sureste. Se cubió el volumen de terreno desprendido en unos mil metros cúbicos.

Guipúzcoa es una zona propensa a este tipo de fenómenos debido principalmente al tipo de material geológico existente, que presenta numerosas discontinuidades y por lo tanto, facilidad para sufrir deslizamientos. Además en esta zona es conocida por sus grandes pendientes las cuales facilitan la actuación de la gravedad posibilitando el deslizamiento. Otro factor condicionante son las altas precipitaciones que se producen, que al infiltrarse en el terreno actúa a favor de la gravedad, además de rellenar las fracturas de la roca produciendo un empuje que rompe la roca y la hace deslizar por la ladera.

Durante el año 2013 se produjeron numerosos casos de deslizamientos en toda la región cuyas consecuencias fueron carreteras cortadas, viviendas semienterradas y desperfectos por valor de millones de euros. Durante los meses de enero y febrero la Diputación de Guipuzkoa llevó a cabo 1093 actuaciones, 22 de ellas de grandes dimensiones y 75 de emergencia, con el consiguiente uso de camiones y maquinaria pesada.

Solo durante la segunda quincena del mes de enero se registraron 580 incidencias, por lo cual el departamento de obras públicas invirtió en estas obras más de cinco millones de euros. (Noticias de Guipuzkoa, 18/04/2017).

En marzo de 2016 un desprendimiento de tierra y rocas en la ladera de Kamiñalde, en el municipio de Ondarroa, obligó al desalojo de 176 familias durante aproximadamente un año hasta que pudieron regresar a sus casas mientras duraban los trabajos de estabilización. Tras un estudio de la zona por parte de los geólogos, se constató la existencia de una grieta de 90 metros monte adentro respecto de la corta, que podría provocar un nuevo deslizamiento con un volumen importante de rocas y tierra.

En enero de 2017 las fuertes lluvias acontecidas en Bergara obligaron a desalojar siete portales en la calle Bolu al desprenderse parte de la ladera Itsasmendi que linda con la zona trasera del edificio. El material desprendido era principalmente tierra con gran cantidad de agua procedente de las precipitaciones.

3.- LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO:

El municipio de Ermua se encuentra situado en el extremo oriental de Biskaia, colindando con Guipuzkoa y perteneciente a la Comarca de Duranguesado, dentro de una profunda garganta formada por las faldas de las montañas Urko y Ureta, bañada por varios arroyos que confluyen en el río Ego.

Este municipio tiene una superficie de 6,49 km², limitando al sur con el municipio de Zaldibar (Bizkaia), al oeste con Mallabia (Bizkaia) y al este con Eibar (Guipuzkoa). Tiene una población de 16488 habitantes lo que lo convierte en el de mayor densidad poblacional del Duranguesado, con un ratio de 2540 habitantes por km².

Los terrenos sobre los que se encuentra este municipio afloraron en la era secundaria y fueron plegados por el movimiento orogénico alpino que se produjo en el final del a Era Terciaria. Como consecuencia de estos movimientos se formaron las montañas de caliza y arenisca que limitan y atraviesan el municipio.

El núcleo urbano tiene una altitud de 121 m, menor que la del resto de los municipios de la zona, a pesar de estar flanqueado por laderas de altos montes. (Fuente: Web Ayuntamiento de Ermua, <http://www.ermua.es>).

Debido a la estrechez de su localización, las construcciones presentes en la zona son ganadas a la montaña, por lo tanto, para la construcción de gran parte de ellas fue necesario realizar grandes excavaciones con el fin de obtener los terrenos necesarios para ejecutar las obras.

Dentro del núcleo urbano de Ermua, se encuentra la Urbanización Sakona, donde fue necesario realizar una excavación al pie de la ladera con el fin de disponer de la planta necesaria para la construcción de una serie de edificaciones. La orientación de los taludes fue N, W y S, debiendo adecuar dicho talud con distintas formas de estabilización.

El talud fue excavado en distintas fases, sufriendo en cada una de ellas distintos problemas de estabilidad por lo que fue necesario tomar una serie de medidas de estabilización durante su ejecución.

El emplazamiento de la zona de estudio se encuentra en el pie de una ladera con orientación Suroeste, donde fue necesario realizar una excavación encajada en la propia ladera.



Imagen 1.- Localización de las zonas de estudio, así como zonas de actuación humana y modificación morfológica.

4.- GEOLOGÍA Y GEOTECNIA.

La zona de estudio se encuentra geológicamente situada en las estribaciones orientales de los Pirineos, dentro de la Cuenca Vasco-Cantábrica, en el flanco Norte del Sinclinorio Vizcaíno.

Está compuesta por materiales fechados en el Cretácico Superior, en el Maastrichtiense y están estructurados según direcciones generales NW-SE, concordantes con las estructuras regionales más importantes de la cuenca. Localmente aparecen recubiertos por depósitos cuaternarios.

Se puede destacar:

- Existencia de una falla que pone en contacto los materiales margosos (19) con la alternancia de calizas arenosas y margas (16). Sería un contacto mecánico aparentemente vertical de forma que los materiales situados en el flanco norte han descendido con relación a los situados en el flanco sur o viceversa.
- Los materiales que se encuentran situados junto a la falla en el flanco Norte presentan orientaciones diversas.
- Los materiales flyschoides (16, calizas arenosas y margas) se encuentran replegados formando anticlinales y sinclinales con dirección E-O.

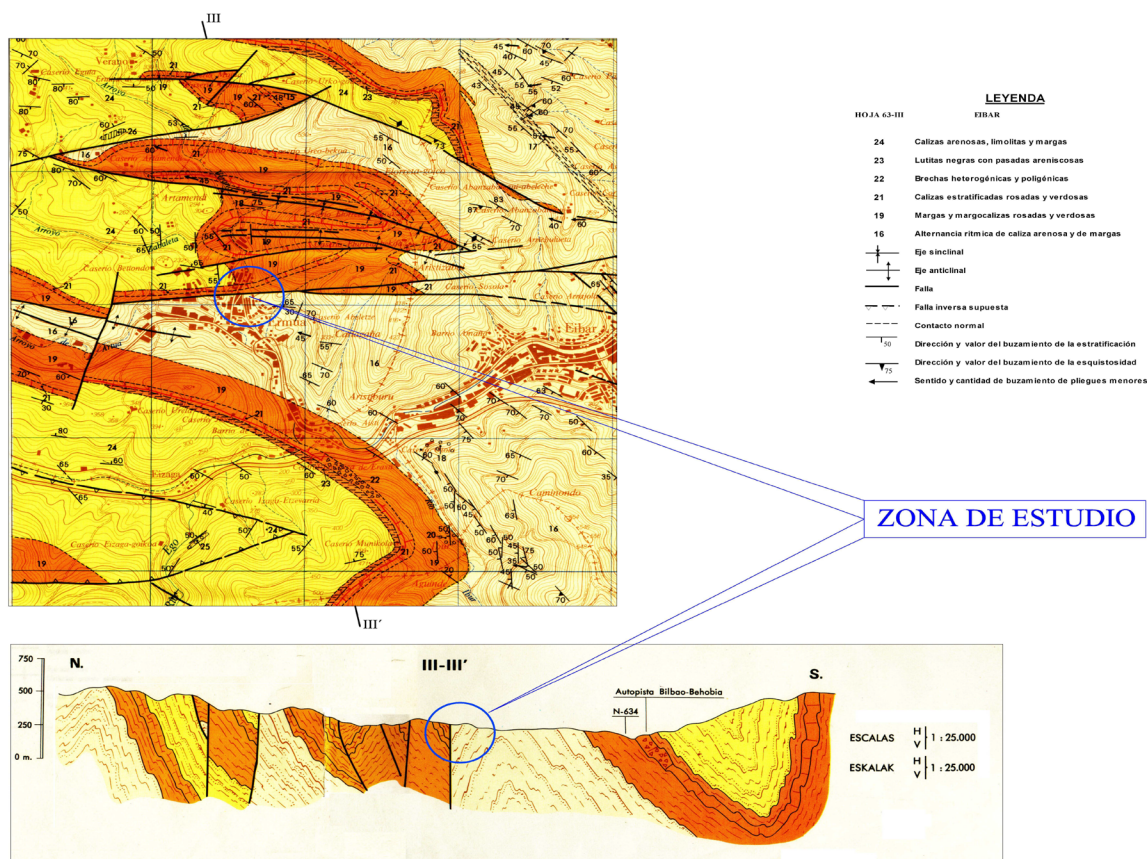


Imagen 2.- Geología de la zona de estudio.

El talud se encuentra en la ladera norte de una vaguada de dirección Este- Oeste, presentando esta fuertes pendientes de inclinación Sureste.

Durante el estudio se localizaron una serie de grietas de deslizamiento: dos de ellas al Este de la zona de estudio, otras dos en el talud situado entre el deslizamiento y un vial de acceso y una última situada al Norte de la zona del desprendimiento.

La zona de estudio destaca por la intensa actividad tectónica como demuestran la cantidad de fallas existentes, algunas de dimensiones considerables, con saltos de hasta 500 m.

Tras el análisis geológico se aprecia la existencia de cuatro dominios, dos en flysch y dos en las margas y margocalizas.

- Dominio 1: margas y margocalizas en grado de alteración II – III relativamente sanas.
- Dominio 2: margas y margocalizas altamente fracturadas en grado de alteración III en bloques métricos sueltos.
- Dominio 3: Flysch relativamente sano, grado de alteración III.
- Dominio 4: Flysch relativamente sano, grado de alteración II- III.

La zona afectada por el desprendimiento se encuentra exclusivamente en el dominio 2, limitando al Norte con el dominio 1.

Tras la realización de ensayos in situ y analizando la información recogida en informes geotécnicos anteriores de la zona de estudio se han podido definir los parámetros geotécnicos correspondientes a los dos dominios afectados por el desprendimiento.

- Dominio 1: Se trata de margas y margocalizas relativamente sanas, con una densidad de 27 KN/m^3 , una cohesión de 20 KN/m^2 y una fricción de 37° (entre juntas).
- Dominio 2: Se trata de margas y margocalizas altamente fracturadas, con una densidad de 26 KN/m^3 , una cohesión de 0 KN/m^2 y una fricción de 37° (entre juntas).

Para determinar la estabilidad de los taludes rocosos se determinó la disposición de las discontinuidades rocosas y la meteorización de la roca.

Al realizar el estudio de las discontinuidades se obtuvieron dos planos que delimitarían los taludes estables: en el dominio 1, juntas de direcciones N 105 E y N 130 E y buzamientos de 40° SW y 52° SW , mientras que en el dominio 2, junta de dirección N 130 E y buzamiento de 52° SW .

No se detectaron anomalías destacables en la zona de estudio, pudiendo asegurar que el monte se encuentra cortado por varios pares de planos conjugados de diaclasado superpuestos a los planos de estratificación, formando un macizo rocoso fracturado, con presencia de planos de discontinuidad con posibilidad de desagregación y movilización de masas de rocas de una magnitud importante.

Los planos que se indican son los que se consideran activos por presentar salida hacia la cara de los taludes existentes. Estos planos presentan una elevada sistematicidad y son uniformes en toda la zona de estudio, manteniendo la orientación y buzamiento.

A partir del levantamiento geoestructural que se realizó del emplazamiento, se identificaron las discontinuidades, que se caracterizan en la siguiente tabla, siendo las familias sistemáticas (E) y (So) y los planos de diaclasas J_1 , J_2 y J_3 .

	E	So	J ₁	J ₂	J ₃
Rumbo de los planos	N 40 E	N 90 E	N 105 E	N 130 E	N 160 E
Ángulo medio del buzamiento	40-45°	80°	40°	52°	55°
Sentido del buzamiento	NW	S	SW	SW	NE

Tabla 1: Definición de juntas y discontinuidades presentes en el macizo rocoso de la zona de estudio.

En la siguiente figura se observa la proyección estereográfica obtenida tras el análisis geoestructural de la zona de estudio.

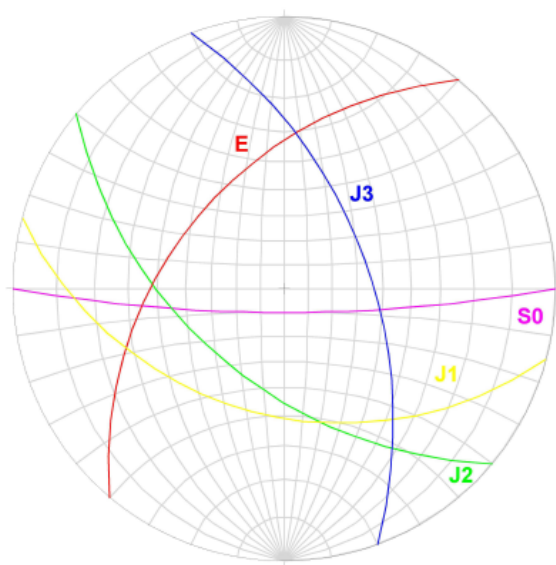


Imagen 3.- Proyección estereográfica con rumbo y buzamiento de las familias principales de planos y diaclasas.

El terreno se encuentra fracturado por el conjunto de planos de diaclasado en varias direcciones. Debido a la intersección de estas familias de planos con los de estratificación y de esquistosidad se pueden formar cuñas inestables con salida a la cara de los taludes así como planos de deslizamiento.

Estas masas inestables son propensas a sufrir desprendimientos y movimientos en condiciones críticas de humedad y saturación de juntas, según la orientación relativa que presentan los planos respecto a la dirección del talud, la altura y pendiente de los desmontes.

Con la representación estereográfica se obtiene la disposición de las familias de discontinuidades y la estratificación, de forma que es útil para evaluar las posibles discontinuidades.

Analizando los datos obtenidos se concluye que la zona de estudio presenta una situación geológica compleja con una importante falla y numerosos pliegues y diaclasas que dan lugar a dos dominios de distinto comportamiento, masivo al Norte y fracturado al Sur.

Existe un plano, con direcciones variables que separa ambas zonas. El talud que se ha excavado corta dichas zonas y el plano de separación.

El dominio 2 es susceptible de sufrir meteorización con lo cual los parámetros geotécnicos pueden empeorar con el paso del tiempo.

Debido a la excavación de unos 60 metros a la que fue sometido el terreno se produjo una descompresión. Inicialmente el terreno se encontraba comprimido por el peso de una masa de densidad $2,7 \text{ t/m}^3$ pero tras la excavación, carece de ese soporte comenzando un proceso de descompresión que genera la apertura de las discontinuidades rocosas, la entrada de agua y la meteorización de la zona próxima a los planos.

El comportamiento hidrológico presenta una correspondencia con la disposición tectónica.

Antes de las labores de excavación se localizaron dos manantiales que fueron recogidos en una fuente situada en la misma dirección estructural al pie de la ladera. Estas aguas surgen de la zona acuífera constituida por el dominio margoso más fracturado.

La zona del flysch debido a su disposición alternante tiene un carácter impermeable.

5.- MÉTODOS DE CARACTERIZACIÓN DE DEFORMACIÓN DE TALUDES EN ROCA.

Hoy en día, la modelización numérica de los taludes en roca es ampliamente utilizada debido a que es posible aplicarla en distintos casos y aporta conocimientos esenciales para la construcción.

Cuando se produce el deslizamiento de un talud, es necesario determinar cuál fue la causa de dicho movimiento. Sin embargo, en la mayoría de los casos, los factores que lo condicionan no son fácilmente reconocibles, por lo que es necesario utilizar tanto técnicas de equilibrio límite como de modelización numérica.

La siguiente tabla N° 1 muestra lo métodos convencionales utilizados para el estudio inicial de las discontinuidades del macizo rocoso.

Analysis method	Critical input parameters	Advantages	Limitations
Stereographic and kinematic	Critical slope and discontinuity geometry; representative shear strength characteristics.	Simple to use and show failure potential. Some methods allow analysis of critical key-blocks. Can be used with statistical techniques to indicate probability of failure and associated volumes.	Suitable for preliminary design or for non-critical slopes, using mainly joint orientations. Identification of critical joints requires engineering judgement. Must be used with representative joint/discontinuity strength data.
Limit equilibrium	Representative geometry, material/joint shear strength, material unit weights, groundwater and external loading/support conditions.	Much software available for different failure modes (planar, circular, wedge, toppling, etc.). Mostly deterministic but some probabilistic analyses in 2-D and 3-D with multiple materials, reinforcement and groundwater profiles. Suitable for sensitivity analysis of FofS to most inputs.	FofS calculations must assume instability mechanisms and associated determinacy requirements. In situ stress, strains and intact material failure not considered. Simple probabilistic analyses may not allow for sample/data covariance.
Rockfall simulation	Representative slope geometry and surface condition. Rock block sizes, shapes, unit weights and coefficients of restitution.	Practical tool for siting structures and catch fences. Can utilize probabilistic analysis. 2-D and 3-D codes available.	Limited experience in use relative to empirical design charts.

Tabla 2. Análisis de métodos convencionales (modificado tras Coggan et al, 1998).

Estos software utilizados para el cálculo de la estabilidad del macizo, incorporan algoritmos probabilísticos en los que se puede evaluar las variaciones en las características geomecánicas de las juntas, así como su influencia en el factor de seguridad del talud. (Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques. D. Stead, E. Eberhardt, J.S. Coggan. Engineering Geology, 2006. 217-235).

Pero no solo con estos métodos se pueden caracterizar la deformación, existen técnicas observacionales que nos permiten medir la deformación de un talud o ladera, así como la evolución temporal de la misma, estos elementos de medida son las auscultaciones topográficas, inclinómetros, sismógrafos, fotogrametría aérea y control sobre las especies arbóreas en relación a su inclinación del tronco con respecto a la vertical.

6.- CONCLUSIONES.

Tal y como se ha puesto de manifiesto anteriormente en relación a las causas que provocan los deslizamientos en las laderas, y dado que en el caso que nos ocupa de la ladera del monte entre los parajes de Sakona a Urkoalde, los deslizamientos producidos se han desarrollado en una serie temporal muy próxima (escasamente 7 años entre los acontecimientos), se plantean los siguientes factores que desencadenan estos hechos:

- **Acción humana:** Es claro que el factor principal es la acción humana al introducir una modificación sustancial de la geometría, características, estado tensodeformacional y morfología del terreno.
- **Actividad ambiental:** En el caso de estudio se pueden asegurar que los factores ambientales como la lluvia, el sol, viento, vegetación, etc, han producido una alteración del macizo rocoso de distinta envergadura. En la zona de Sakona: la excavación del terreno y el deslizamiento producido no dio tiempo a que fueran afectadas por estos factores, desencadenándose un deslizamiento masivo del talud excavado por la propia acción humana. Para el caso del deslizamiento producido en la calle Goienkale el tiempo de exposición de la excavación es de más de 20 años, y con gran presencia de vegetación, otro factor que favorece el deslizamiento de rocas, no tanto en suelo, ya que las raíces buscan el agua penetrando en la diaclasas ayudando a su separación y abertura hasta la pérdida total de la cohesión y fricción en junta. Por último la cantera denominada Cantera Urkoalde, el talud desprendido ha estado expuesto a factores ambientales desde hace más de 50 años, tiempo suficiente para la pérdida de adherencia entre juntas y la inestabilidad del talud.
- **La actividad hidrológica-hidrogeológica de la zona:** Es un hecho importante hacer notar que la zona Oeste de la ladera del monte Urko (795 m) y sus 2 cumbres menores artaluze (514 m) y Artarrai (406 m), unidades de actuación para los deslizamientos ocurridos en Cantera Urkoalde, calle Goienkale y Sakona, respectivamente.

El factor común de los 3 deslizamientos ocurridos es que se han producido en la misma unidad litológica compuesta por materiales margosos (19) y los cuales están rodeados por una alternancia de calizas arenosas y margas (16).

Estos materiales colindantes dada su mayor permeabilidad introducen unos flujos de agua hacia las zona de margas menos permeables, aliviando el agua por junta,

que con la presencia de esta reduce considerablemente la resistencia al corte de la junta y su ángulo de rozamiento interno.

- **Los aspectos geológico-geotécnicos:** El diaclasado y fracturación del macizo rocoso, junto con la presencia de fallas y pliegues en forma de sinclinal y alternancia en capas decimétricas de estos materiales constituyen el macizo rocoso tipo Flysch margoso con alternancia de estratos de caliza, y la cual esta sometida a un proceso de plegamiento muy acuciado. Los deslizamientos de la zona de Goienkale y Sakona tienen una dirección de deslizamiento igual y coincidente con la línea de presión de agua subterránea (S25O), por el contrario en la cantera de Urkoalde la dirección del deslizamiento es N20O, debido a los anticlinales presentes en la zona.

Se concluye que los deslizamientos ocurridos, han sido producidos por la presión del agua infiltrada más que una reducción sistemática de los parámetros resistentes del macizo rocoso, ya que la evolución temporal y la alteración del mismo, se ha apreciado no ser causa relacionable entre los distintos acontecimientos ocurridos.

REFERENCIAS

- M. Iverson, R., 1995. Can magma-injection and groundwater forces cause massive landslides on Hawaiian volcanoes?. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 66: 295-308.
- Jiu J. Jiao, Xu-Sheng Wang, Subhas Nandy, 2005. Confined groundwater zone and slope instability in weathered igneous rocks in Hong Kong, *Engineering Geology* 80: 71–92
- D. Stead, E. Eberhardt, J.S. Coggan, 2006. Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques. *Engineering Geology* 83: 217–235.
- Dr. Erik Eberhardt, 2003, Rock Slope Stability Analysis-Utilization of Advanced Numerical Techniques, *Earth and Ocean Science at UBC*.
- Nurul Ain Ahmad, Mohd Faiz Mohammad Zaki, Afizah Ayob, 2016, Slope Stability Analysis of Rock Buttress using Limit Equilibrium Method International Journal of Applied Engineering Research ISSN 0973-4562 Volume 11, Number 22 (2016) pp. 10887-10891.
- Nurly Gofar and Harianto Rahardjo, 2017. Saturated and unsaturated stability analysis of slope subjected to rainfall infiltration. MATEC Web of Conference 101,05004.

PÉRDIDA DE SUELO EN LADERAS BAJO CAMBIO CLIMÁTICO. PROCESOS FÍSICOS, MODELACIÓN PREDICTIVA Y POSIBLES ESTRATEGIAS DE MITIGACIÓN - EL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN “SMUCPHY”

Marcel HÜRLIMANN¹, Jean VAUNAT¹, Raül OORTHUIS¹, Antonio LLORET¹, José MOYA¹, Carol PUIG-POLO¹, Alessandro FRACCICA¹, Marta GONZALEZ², Jordi PINYOL², Felipe BUILL¹, Amparo NUÑEZ-ANDRÉS¹, Enrique ROMERO¹, Clàudia ABANCÓ^{1,3}, Joan MARTÍNEZ^{1,4}, Carles RAÏMAT⁵, Ramon COPONS⁶

¹ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, BarcelonaTECH UPC

² Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya

³ Worldsensing SL, Barcelona

⁴ Geomar SLP, Barcelona

⁵ Geobrugg Ibérica SA

⁶ Centre d'estudis de la neu i de la muntanya d'Andorra, Institut d'Estudis Andorrans

RESUMEN

Este proyecto de investigación estudia los mecanismos de la pérdida de suelos en zonas montañosas mediante un método multidisciplinar y el trabajo a diferentes escalas. Uno de los objetivos principales es analizar el efecto del cambio climático sobre estos mecanismos y buscar métodos de mitigación para afrontarlo correctamente. Se utilizan datos obtenidos mediante la auscultación de un experimento físico a gran escala y cuatro laderas y cuencas naturales situadas en el Pirineo Catalán, para alimentar y validar un modelo numérico innovador que implementa un módulo de interacciones suelo-vegetación-atmósfera. Finalmente, los resultados de la auscultación y de la modelización numérica se usarán para realizar una correlación de factores condicionantes de la inestabilidad con la ocurrencia espacio-temporal de deslizamientos superficiales utilizando técnicas SIG a escala regional.

1. INTRODUCCIÓN

La pérdida de suelo debida a deslizamientos superficiales representa uno de los procesos erosivos más importantes en las regiones montañosas (p. ej. Hovius et al., 1997). Las inestabilidades de ladera inducidas por la lluvia tienen consecuencias para la sociedad. El movimiento de sedimento aguas abajo debido a corrientes de derrubios o procesos torrenciales puede tener consecuencias directas e indirectas tales como daños en infraestructuras y edificios, personas heridas y víctimas mortales, degradación del suelo debida a la pérdida de campos de cultivo o áreas forestales y la reducción de la capacidad de almacenamiento de embalses de agua, entre otras.

El último informe del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático (IPCC, 2013) indica que el número de días calurosos ha aumentado a nivel mundial y que los fenómenos de precipitaciones extremas han aumentado en Europa desde 1950. Se espera que los eventos extremos de precipitación continúen aumentando considerablemente durante las próximas décadas (IPCC, 2012; Stoffel et al., 2014). Todos estos efectos generarán un incremento de pérdida de masa en las zonas montañosas y, en consecuencia, aumentarán el peligro y los daños.

El estudio de los impactos del cambio climático sobre los deslizamientos superficiales inducidos por la lluvia es una tarea de investigación muy compleja y no hay muchos estudios detallados disponibles (Coe and Godt, 2012; Crozier, 2010). Especialmente la aplicación de modelos numéricos para analizar la interacción termo-hidro-mecánico-química entre las capas del suelo y la atmósfera es una tarea pendiente.

El proyecto SMuCPhy, que ha empezado a principios de 2016 y termina a finales de 2019, tiene tres objetivos principales:

- 1) Mejorar el conocimiento sobre los procesos asociados a la pérdida de suelo mediante el estudio a tres escalas: escala local o ladera, escala cuenca vertiente y escala regional.
- 2) Analizar los mecanismos de la pérdida de suelo mediante modelos numéricos.
- 3) Estudiar el efecto del cambio climático sobre estos mecanismos y describir estrategias de mitigación.

2. METODOLOGIA GENERAL

SMuCPhy es un proyecto multidisciplinar que incluye diferentes tipos de tareas y expertos. La estructura general se divide en ocho paquetes de trabajo (workpackages, WP) y las interacciones entre estos paquetes de trabajos están ilustradas en Figura 1.

Los tres primeros paquetes de trabajo (WP1, WP2 y WP3) se centran en la adquisición de datos a las tres escalas: escala regional mediante el inventario de eventos históricos; escala cuenca vertiente mediante auscultación in-situ; y escala ladera mediante un experimento físico (la construcción de un terraplén instrumentado).

Los paquetes de trabajo WP4 y WP5 agrupan las tareas relacionadas con el modelo numérico. Primero, se desarrolla y valida el nuevo modelo que se basa en la versión existente del modelo Code_bright (http://www.etcg.upc.edu/recerca/webs/code_bright/). El nuevo modelo avanzado tiene como objetivo de incluir las interacciones entre suelo, plantas y atmósfera. En un siguiente paso, se aplica este modelo avanzado a los datos registrados en el experimento físico (WP3) y en las cuencas vertientes (WP2).

Los resultados de todos los anteriores paquetes de trabajo representan la base para los dos siguientes paquetes: WP6 y WP7. El WP6, que incluye el análisis de los escenarios, será fundamental para el proyecto, ya que investiga el impacto del cambio climático en los procesos de pérdida de suelo en las tres escalas. Por otra parte, el paquete de trabajo WP7 analiza posibles estrategias de mitigación para afrontar los futuros impactos.

El último paquete, WP8, garantizará la transferencia de los resultados a la comunidad científica, así como la repercusión del proyecto en medios de comunicación y su difusión a la sociedad.

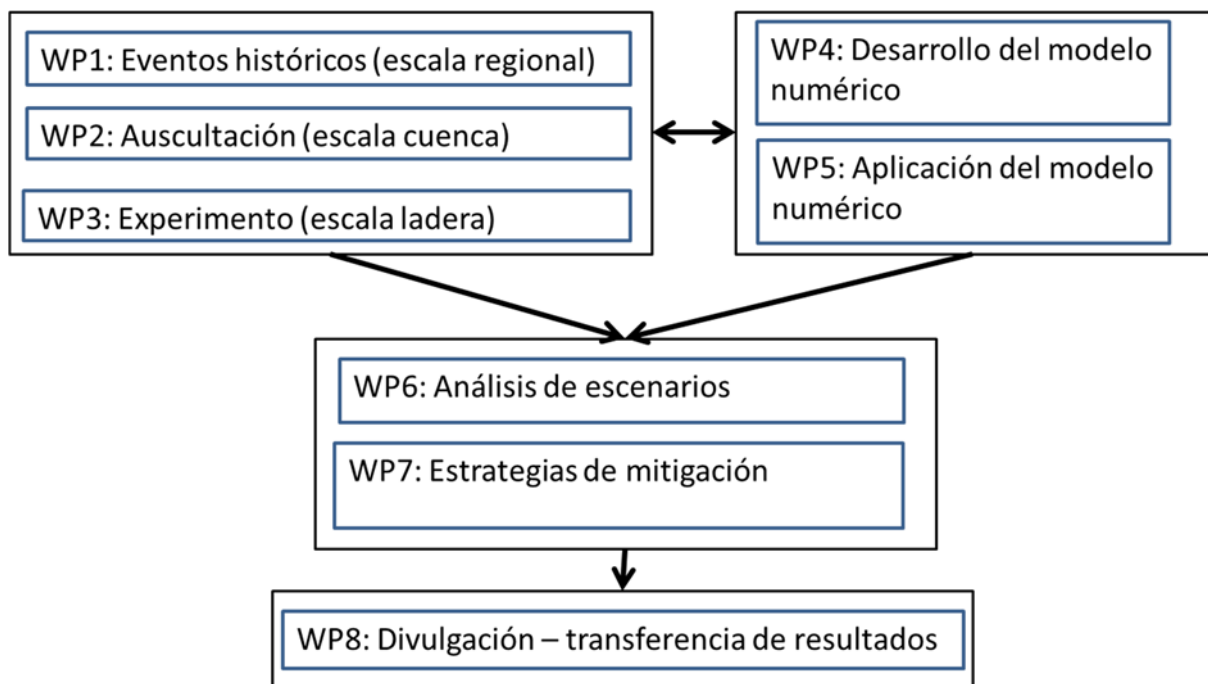


Figura 1. Metodología general del proyecto SMuCPHy ilustrando los diferentes paquetes de trabajo (workpackages, WP)

3. ZONAS DE ESTUDIO

Como se ha mencionado anteriormente, la estructura del proyecto está definida para analizar la pérdida de suelo a tres escalas diferentes (de ladera, de cuenca y regional). A continuación, se describen de forma resumida las tres escalas.

3.1 Escala ladera

Se ha construido un terraplén instrumentado en las instalaciones Agrópolis de la UPC en Viladecans. En la Figura 2 se muestra la geometría del terraplén experimental, con una pendiente 3H:2V y un espesor instrumentado de 70 centímetros. La capa instrumentada está separada del núcleo mediante una geomembrana impermeable rugosa con la finalidad de que la circulación de agua se desarrolle únicamente en la capa superior, donde se quieren medir las roturas. Tras un periodo de observación de un año con las condiciones naturales, las roturas se inducirán mediante una lluvia artificial intensa.

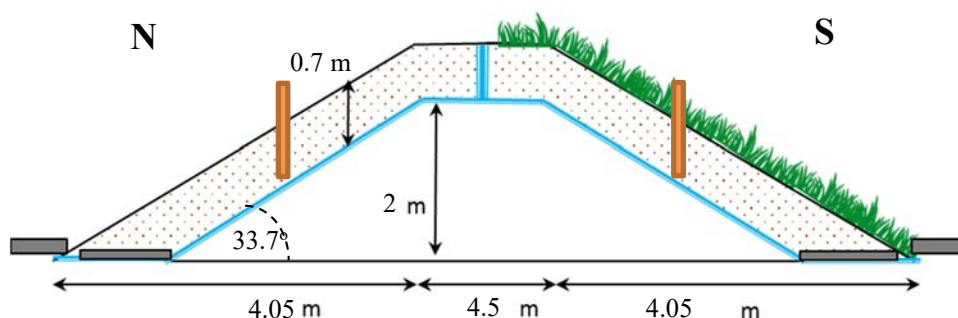


Figura 2. Esquema de la geometría del terraplén experimental. En azul, la geomembrana impermeable; en punteado, la capa superior donde se esperan las roturas y en marrón los perfiles verticales con instrumentación.

La instrumentación se distribuirá en 4 perfiles verticales diferentes situados a mitad de talud, dos encarados al norte, con y sin vegetación, y dos encarados al sud, con y sin vegetación (Figura 3), con el objeto de comparar la interacción de la infiltración con la vegetación y la atmósfera. Tanto la parte con vegetación como sin vegetación estarán separadas lateralmente con una geomembrana para evitar la interacción entre ambas partes.

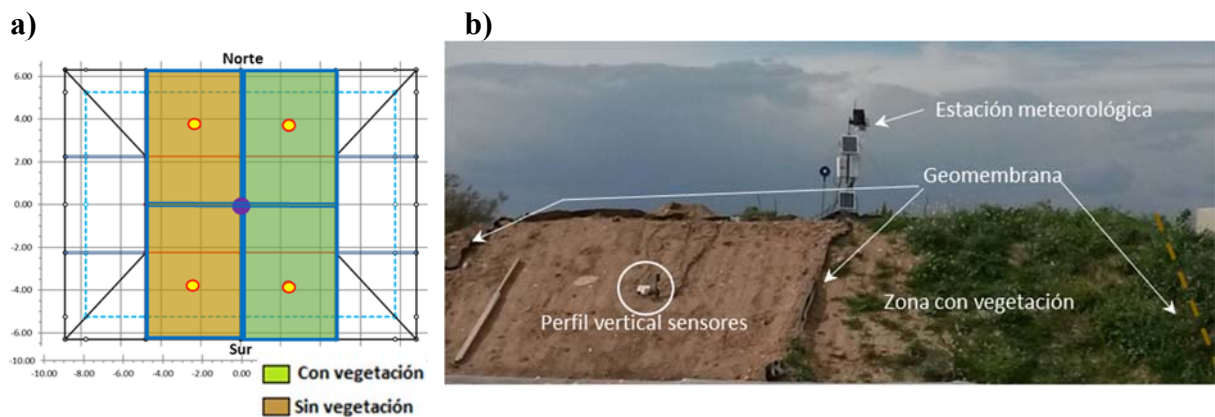


Figura 3. a) Esquema en planta del terraplén experimental con la posición de los perfiles verticales (puntos amarillos) y estación meteorológica (punto lila). b) Vista general del terraplén.

La función de la instrumentación en los perfiles verticales será la de caracterizar el flujo de agua y calor en el suelo. En condiciones normales, estos flujos serán fundamentalmente verticales, de ahí la distribución a lo largo de la vertical. En relación al flujo de agua se medirán presiones intersticiales (mediante tensiómetros y piezómetros) y contenidos volumétricos de agua (VWC). En relación al flujo de calor se medirá la temperatura y el propio flujo de calor. Por otra parte, a fin de establecer las condiciones de contorno en la superficie del suelo, se medirá la temperatura, la humedad relativa y la velocidad y dirección del viento encima de cada uno de los perfiles. En el centro del experimento, a 1.80 metros de altura sobre el nivel superior del terraplén, se sitúa una estación meteorológica formada por un pluviómetro, un anemómetro, un piranómetro y un sensor de humedad relativa y temperatura del aire. Los movimientos de la superficie de los taludes se medirán utilizando laser-scanner y técnicas fotogramétricas. En la Figura 4 se muestra la posición de los sensores para cada uno de los perfiles verticales.

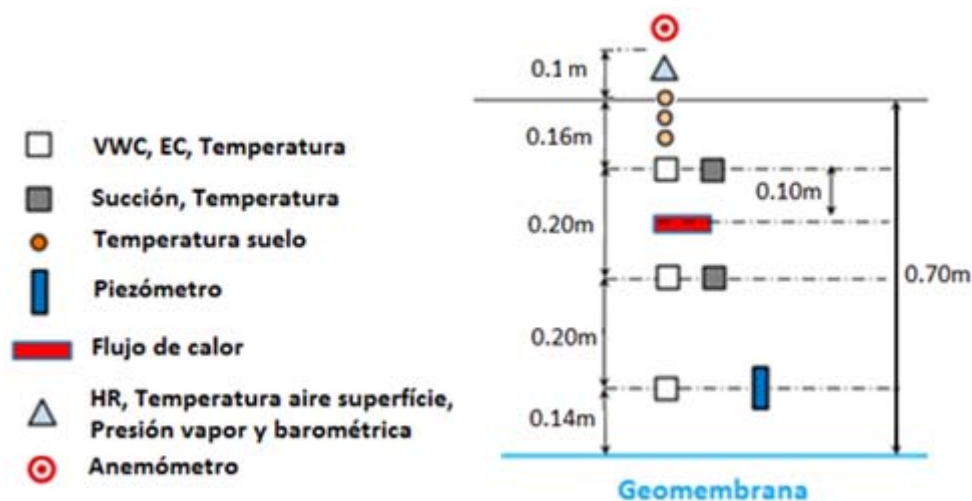


Figura 4. Posición instrumentación en cada uno de los perfiles verticales.

3.2 Escala cuenca

A escala de cuenca, se han seleccionado cuatro cuencas y laderas instrumentadas con diferentes sensores para medir la pérdida de suelo relacionada con deslizamientos superficiales y flujos torrenciales. Las zonas de estudio son el Rebaixader, Erill, Portainé y Cercs, todas ellas situados en el Pirineo o Prepirineo Central-Oriental (ver Figura 5). La primera de ellas, la cuenca el Rebaixader, es la que tiene la auscultación los instrumentos más complejos y la que tiene la serie de datos más larga, ya que se inició en el año 2009. Se trata de una cuenca vertiente con altas pendientes y una presencia casi ilimitada de material susceptible de ser movilizado (Figura 6), dos factores fundamentales para la pérdida de suelo en alta montaña. La descripción detallada de la cuenca, las especificaciones técnicas y requerimientos del sistema de monitorización, así como los resultados del análisis de los datos obtenidos pueden consultarse en Hürlimann et al. (2014).

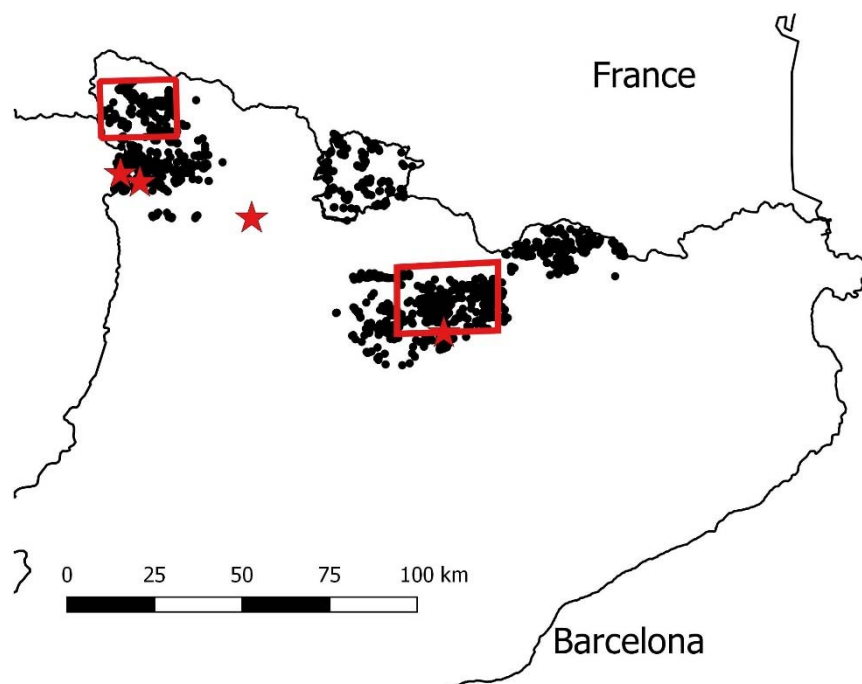


Figura 5. Situación de los deslizamientos superficiales y corrientes de derrubios incluidos en el inventario (puntos negros). Las estrellas indican las cuencas auscultadas; y, con rectángulo rojo, las zonas propuestas para el estudio a escala regional (modificado de Hürlimann et al., 2016).

La cuenca de Erill y de Portainé, instrumentadas entre los años 2005 - 2012 (Raïmat et al. 2013; Raïmat 2017) y verano 2015 (Furdada et al. 2016; Palau et al. 2017) respectivamente, aportarán información complementaria, y así evitarán interpretaciones específicas del lugar que pueden sesgar los resultados.

A escala de detalle, también se utilizarán los datos obtenidos de instrumentar un deslizamiento superficial, el de Cercs (Berguedà) situado en el Prepirineo Catalán (Berguedà, ver Figura 5). Este deslizamiento de un volumen aproximado de varios cientos de metros cúbicos está ubicado en una ladera natural que muestra múltiples signos de inestabilidades. El substrato rocoso está formado por argillitas de la facies Garumniense. Los sensores están instalados en la parte alterada-fisurada de este substrato rocoso y en el coluvión que se ha formado en la superficie. La auscultación de Cercs estudia el movimiento del deslizamiento y la infiltración de la lluvia en el terreno mediante una estación meteorológica y diferentes sensores que registran el contenido de agua en el suelo y la succión.

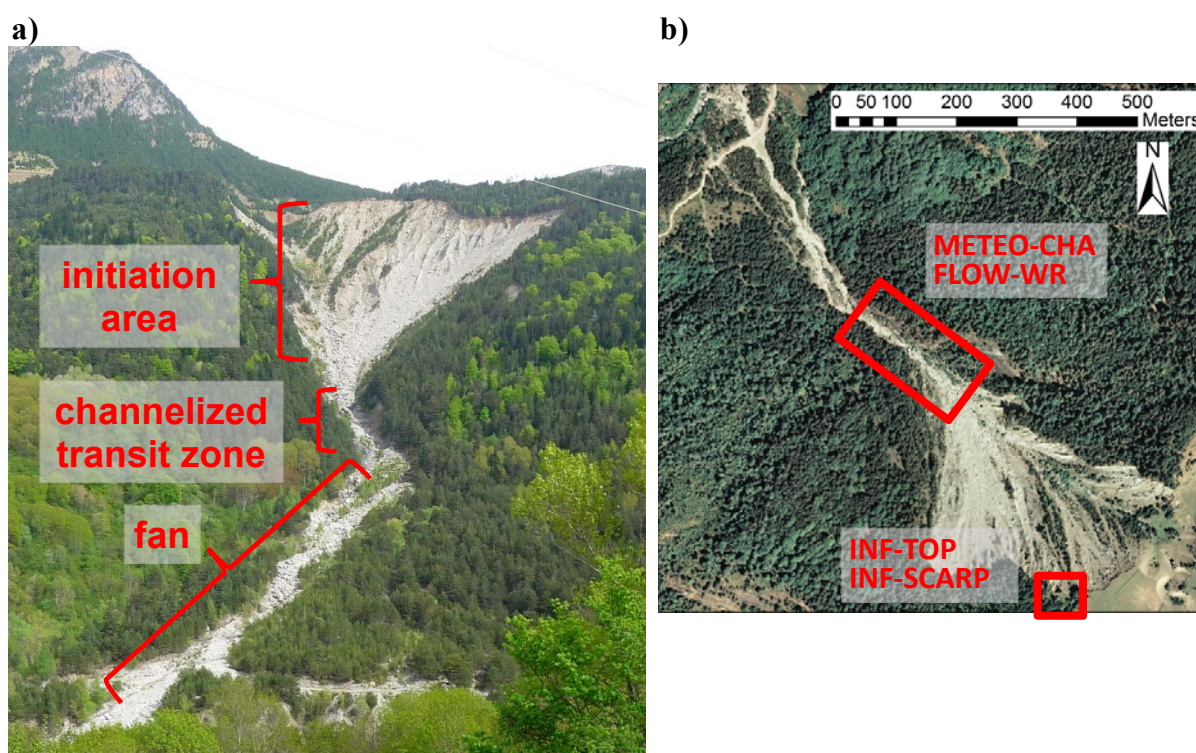


Figura 6. a) Vista general de la cuenca El Rebaixader, y b) situación de las estaciones de la auscultación.

3.3 Escala regional

A escala regional, están previstas dos zonas de estudio (Figura 5) donde se aplicarán los modelos obtenidos escala regional utilizando técnicas SIG.

Una de las zonas de estudio es el Val d'Arán (Pirineo Central), donde en 2013 se produjo un episodio de lluvias importantes que provocó una crecida excepcional de la Garona y de

sus afluentes, que provocó alteraciones importantes en los espacios fluviales y deslizamientos y flujos torrenciales generalizados en las laderas (Oller et. al., 2013; Victoriano et al., 2016). La segunda zona de estudio se ubica en la comarca del Berguedà en el Prepirineo Oriental, fuertemente afectada, en 1982, por un episodio de lluvias intensas que generaron cientos de deslizamientos (p. ej. Corominas y Alonso, 1990).

4. RESULTADOS PRELIMINARES

4.1 Datos de auscultación: terraplén

En la Figura 7 se ilustran los resultados preliminares de temperatura de una semana de registro con los sensores instalados en el terraplén. Se representa la temperatura del suelo registrada para diferentes profundidades (1 - 56 cm) y la temperatura del aire sobre la superficie del suelo. Se observa como los sensores situados más superficialmente tienen una temperatura que se asemeja más a la temperatura del aire, con picos más marcados durante el día y la noche. Los sensores situados a más profundidad registran menos variaciones de temperatura, con picos menos marcados y con un retraso respecto a los situados más superficialmente, lo que sugiere un gradiente térmico de la superficie hacia las capas más profundas del suelo y una difusión de la temperatura hacia capas más profundas.

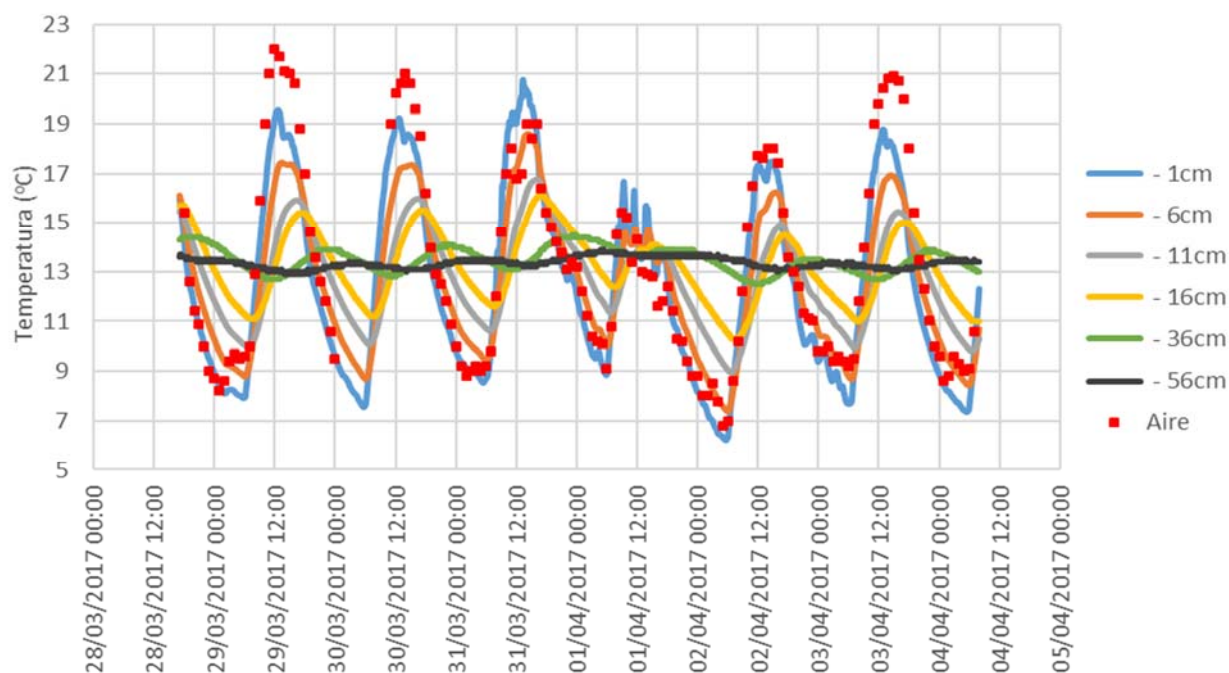


Figura 7. Resultados preliminares de una semana de registro de la temperatura del suelo a diferentes profundidades y la temperatura del aire.

4.2 Datos de auscultación: cuencas instrumentadas

A continuación, se presenta dos ejemplos de datos registrados mediante la auscultación. En primer lugar, se muestra la infiltración de lluvia en el deslizamiento superficial de Cercs durante el año 2015 y posteriormente se exponen los datos registrados durante un episodio de lluvia en la cuenca el Rebaixader.

La Figura 8 demuestra el efecto de la infiltración de lluvia en el subsuelo mediante las medidas de contenido de agua en dos profundidades diferentes. Se puede observar claramente la relación directa entre la precipitación y el aumento del contenido de agua en el suelo. La respuesta del suelo es casi instantánea mientras que el desecado es progresivo.

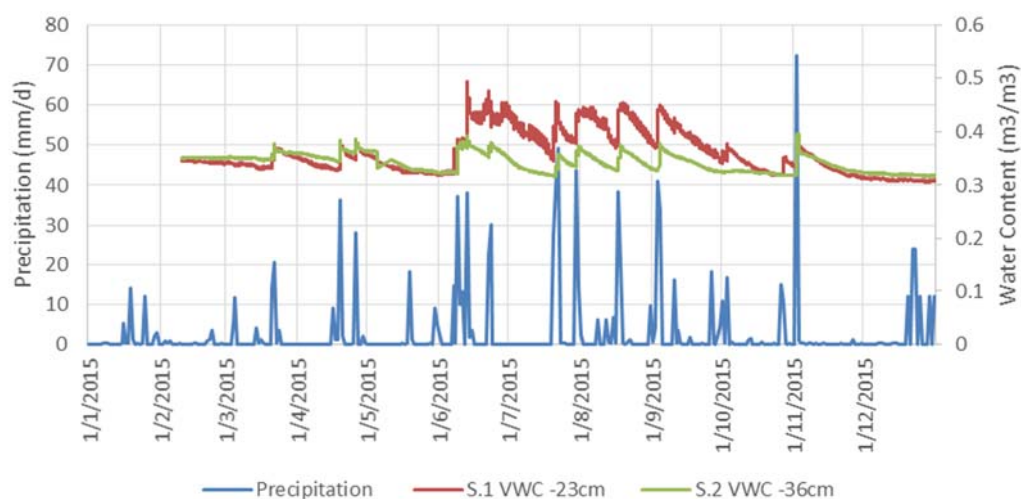


Figura 8. Datos de infiltración de 2015 medidos en el deslizamiento superficial en Cercs. Relación entre precipitación y contenido de agua (VWC) a dos profundidades diferentes: -23 y -36cm (adaptado de Martínez, 2016).

En la Figura 9 se presentan datos registrados en la cuenca de Senet durante una lluvia torrencial de julio de 2013. Esta lluvia causó una corriente de derrubios de un volumen total superior a 10000 m³, detectado mediante los sensores instalados en la cuenca. La lluvia tuvo una duración de aproximadamente 1 hora, pero una intensidad muy alta. Los sensores que miden el contenido de agua en el suelo indican un rápido e importante aumento del grado de saturación, especialmente los dos sensores situados a -30 y -50 cm. Los datos también indican que el desencadenamiento del flujo torrencial empezó casi simultáneamente con el aumento de contenido de agua en el suelo. Esta conexión temporal tan rápida es lógica ya que el tipo de material en la zona de formación de los flujos, donde están instalados los sensores de infiltración, consiste de un till de sedimento granular muy permeable.

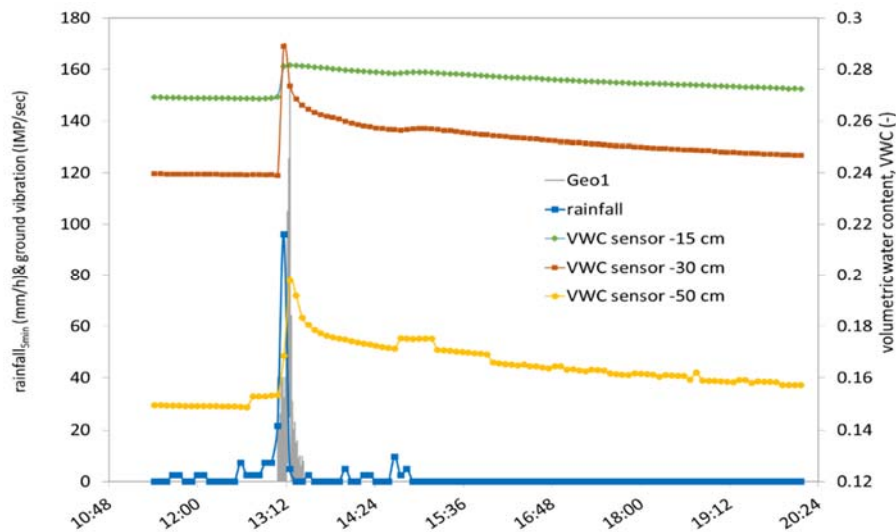


Figura 9. Datos de infiltración registrados en Senet durante el episodio de lluvia del 17 de Julio de 2013, desencadenante de una corriente de derrubios.

4.3 Resultados preliminares del modelo numérico

Los datos de auscultación se interpretan mediante análisis numéricos para estudiar la respuesta de los taludes frente a acciones climáticas. Con ese propósito, se ha utilizado el código de elementos finitos Code_bright, que permite resolver problemas acoplados termo-hidro-mecánicos en medios geológicos, y se ha implementado una condición de contorno específica para representar las interacciones suelo-atmósfera. La Figura 10 muestra un ejemplo de comparación entre los contenidos volumétricos de agua medidos en el campo y los calculados por el modelo numérico a lo largo de dos meses de auscultación.

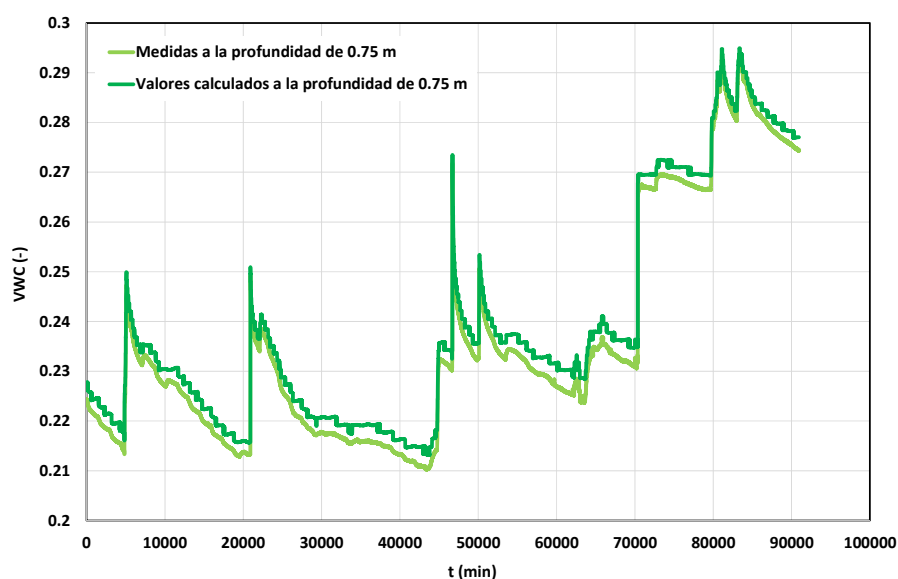


Figura 10. Comparación entre contenido volumétrico de agua medido en Senet y el calculado.

5. CONCLUSIONES

El proyecto de investigación SMuCPhy intenta aplicar una metodología multidisciplinar para analizar el efecto del cambio climático global sobre la pérdida de suelo asociada con deslizamientos superficiales y procesos torrenciales. A principios de 2017 se ha terminado la construcción del terraplén y se ha instalado la instrumentación que permitirá la adquisición de datos a escala de ladera. Todos estos datos, junto con los registros obtenidos de las auscultaciones realizadas en el Pirineo, alimentarán los diferentes modelos numéricos y analíticos, que finalmente permitirán mejorar el conocimiento sobre los mecanismos y las causas de la pérdida de suelo en zonas montañosas y proponer medidas de mitigación específicas a la problemática analizada.

AGRADECIMIENTOS

El proyecto SMuCPhy está financiado por el ministerio de economía y competitividad (BIA 2015-67500-R). También dar las gracias al Servei Meteorològic de Catalunya y la Agencia Estatal de Meteorología por facilitarnos los datos de estaciones meteorológicas.

REFERENCIAS

Coe, J.A., Godt, J., 2012. Review of approaches for assessing the impact of climate change on landslide hazards, in: Eberhardt, E., Froese, C., Turner, A.K., Leroueil, S. (Eds.), *Landslides and Engineered Slopes*. Banff, Canada, pp. 371–377.

- Corominas, J., Alonso, E., 1990. Geomorphological effects of extreme floods (November 1982) in the southern Pyrenees. IAHS no. 194, Lausanne, pp. 295–302.
- Crozier, M.J., 2010. Deciphering the effect of climate change on landslide activity: A review. *Geomorphology* 124, 260–267. doi:10.1016/j.geomorph.2010.04.009
- Furdada G, Génova G, Guinau M, Victoriano A, Khazaradze G, Díez-Herrero A, Calvet J (2016) Las avenidas torrenciales de los barrancos de Portainé, Reguerals y Ramaiosa (Pirineo Central): evolución de las cuencas y dinámica torrencial. *Instituto Geológico y Minero de España, Geología y Geofísica* 5:315-322
- Hovius, N., Stark, C., Allen, P., 1997. Sediment flux from a mountain belt derived by landslide mapping. *Geology* 25, 231–234.
- Hürlimann, M., Abancó, C., Moya, J., Vilajosana, I., 2014. Results and experiences gathered at the Rebaixader debris-flow monitoring site, Central Pyrenees, Spain. *Landslides* 11, 939–953.
- Hürlimann, M., Lantada, N., Gonzalez, M., Pinyol, J., 2016. Susceptibility assessment of rainfall-triggered flows and slides in the Central-Eastern Pyrenees, in: Aversa, S., Cascini, L., Picarelli, L., Scavia, C. (Eds.), XII Int. Symposium on Landslides and Engineered Slopes. CRC Press, Naples, pp. 1129–1136.
- IPCC, 2013. Summary for policymakers. Working group I contribution to the IPCC Fifth assessment report climate change 2013: the physical science basis. Cambridge University Press.
- IPCC, 2012. Managing the risks of extreme events and disasters to advance climate change adaptation. A special report of working groups I and II of the intergovernmental panel on climate change. Cambridge University Press.
- Martínez, G. (2016) Análisis del comportamiento del suelo por infiltración en una ladera y su relación ante el deslizamiento superficial de Cercs. Trabajo final de máster, UPC. 93pp.
- Oller P, Pinyol J, González M, Ripoll J, Micheo M^aJ (2013) Efectes geomorfològics de l'aiguat i riuada del 18 de juny de 2013. Libro de comunicaciones " La gestió de les inundacions", Noviembre 27 y 28, 2013.
- Palau R.M., Hürlimann, M., Pinyol J., Moya J., Victoriano A., Génova M., Puig-Polo C. (2017) Recent debris-flows in the Portainé catchment (Eastern Pyrenees, Spain). Analysis of monitoring and field data focussing on the 2015 event. *LANDSLIDES*, doi:10.1007/s10346-017-0832-9.
- Raïmat, C. (2017) Dinámica y peligrosidad de las corrientes de derrubios: Aplicación en el barranco de Erill, Pirineo Catalán, Tesis doctoral. UPC. 495pp.
- Raïmat, C., Luis-Fonseca, R., Hürlimann M., Corominas, J., Fernandez, J. (2013) Reconstrucción de la Frecuencia de Corrientes de Derrubios en el Barranc d'Erill. VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Mallorca, p. 519-529.
- Stoffel, M., Tiranti, D., Huggel, C., 2014. Climate change impacts on mass movements--case studies from the European Alps. *Sci. Total Environ.* 493, 1255–66.
- Victoriano, A., García-Silvestre, M., Furdada, G., Bordonau, J., 2016. Long-term entrenchment and consequences for present flood hazard in the Garona River (Val d'Aran, Central Pyrenees, Spain). *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 16, 2055–2070.

ACTUACIONES DE PROTECCIÓN DEL TORRENT DEL FORN Y EL RÍO DE LA COMELLA FRENTE A EPISODIOS DE CORRIENTES DE DERRUBIOS PARA EL PROYECTO DE URBANIZACIÓN DE LA PP-SUR-17A

I. VILLARÓ¹, S. RIBA², J. ALTIMIR¹, V. CASALS³, J. TORREBADELLA⁴

¹ Euroconsult Andorra. Principado de Andorra
Ingeniero Geólogo. Responsable de proyectos

² Euroconsult Andorra-Nivorisk. Principado de Andorra
Doctorando Ing. Civil ETSECCPB
Especialista en estudios hidrológicos, hidráulicos y aludes

¹ Euroconsult Andorra. Principado de Andorra
Geólogo. Director Técnico

³ Sinus Enginy. Principado de Andorra
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos - Especialista en cálculo de estructuras

⁴ Georisk Internacional. Principado de Andorra
Geólogo. Director Gerente

RESUMEN

El presente artículo pretende ser un ejemplo de gestión del riesgo en una zona parcialmente urbanizada de Andorra la Vella conocida como "La Comella", que se encuentra expuesta a la problemática de corrientes de derrubios asociados a las cuencas de dos ríos de alta montaña tributarios al Gran Valira, denominados como río de "La Comella" y "Torrent del Forn" y en la que los estudios de zonificación reglamentaria de riesgos naturales vigentes, así como el desarrollo de los planes de ordenación y regulación urbanísticos aprobados durante los últimos años han obligado a llevar a cabo medidas de protección de la zona para completar el proceso de urbanización según el POUP (Plan de Ordenación y Urbanismo local) del "Comú d'Andorra la Vella", centrándonos en la unidad de desarrollo urbanístico PP-SUR-17 como ámbito de proyecto.

1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

Los corrientes de derrubios, se asocian a un riesgo natural frecuente al que se encuentran expuestas las zonas urbanizadas adyacentes al curso de los ríos de alta montaña del Principado de Andorra. La zona de la Comella, es una de ellas, y se analizó por primera vez mediante la realización de un documento marco titulado “Estudio de zonificación del terreno según su problemática geológica. Corrientes de derrubios de la Comella”, realizado por Euroconsult Andorra, el año 2002. Dicho estudio planteaba dos objetivos principales. Por un lado establecer las necesidades básicas de protección de los terrenos expuestos de la zona urbanizada correspondiente al cono de deyección y por otro lado, retener en la mayor medida posible, el sedimento transportado por los corrientes de derrubios y evitar así que estos llegasen a las zonas urbanizables situadas aguas abajo. El estudio indicaba los aspectos básicos de protección requiriendo los estudios de detalle necesarios para su posterior dimensionamiento y justificación.

En este sentido, cabe señalar que la zona urbanizable objeto de estudio y definida como unidad de actuación PP-SUR-17A según el POUP de Andorra la Vella, se encuentra en un antiguo cono de deyección y está catalogada oficialmente con peligrosidad media según el estudio de zonificación del terreno del Principado de Andorra del año 2005 (Boletín Oficial del Principado de Andorra – BOPA- núm.91 del año 2006). Dicho tipo de zonificación requiere la realización de estudios detallados y de medidas de protección debidamente justificadas para poder urbanizar, de acuerdo con la estimación y aceptación de un valor de riesgo residual asumible.



Fig 1. Cono de deyección de la Comella

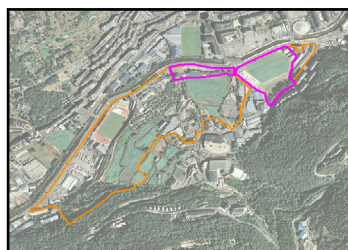


Fig 2. Emplazamiento PP-SUR-17 A

De todas las propuestas recomendadas según el estudio inicial para las zonas catalogadas como “zonas edificables con protecciones importantes” dentro de la zona de la Comella, algunas se han ido realizando durante los últimos años (diques de protección, canalizaciones...) mientras que otras han quedado pendientes.

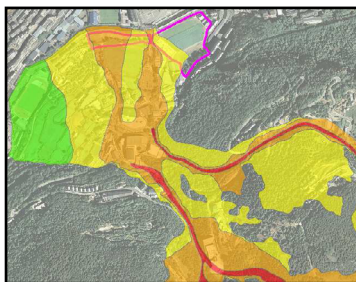


Fig 3. Zonificación reglamentaria

2. OBJETIVOS

El objetivo de este artículo es transmitir con un ejemplo práctico como se puede gestionar el riesgo asociado a procesos torrenciales de alta montaña en un área urbana.

3. TRABAJOS REALIZADOS

3.1 Fase de estudio

Debido al interés de promotores privados en desarrollar un proyecto de urbanización en la parte baja de dicha zona de estudio, durante el año 2015, la empresa Euroconsult Andorra, redactó un nuevo estudio de detalle. El objetivo de este, consistió en analizar la probabilidad de llegada de un corriente de derrubios a la superficie ocupada por la PP-SUR-17A, teniendo en cuenta fenómenos como los acaecidos en el pasado, así como posibles fenómenos excepcionales. El análisis se hizo por las cuencas del Torrent del Forn y el rio de La Comella, teniendo en cuenta por un lado el estado actual del terreno y por otro considerando un conjunto de actuaciones para la retención de sedimentos y canalización de los torrentes de acuerdo con las propuestas recomendadas por el propio Gobierno de Andorra según el estudio original efectuado en 2002 y aprobado en el BOPA núm.91 del año 2006.

- **Cartografía de episodios de corrientes de derrubios históricos**

Los sucesivos episodios de corrientes de derrubios ocurridos históricamente en la zona de estudio se cartografiaron a partir de indicadores de actividad observados directamente sobre el terreno y mediante observación de imágenes de archivo y fotografías aéreas existentes de los años 1948 y 1982. A continuación citamos algunos de los aspectos más relevantes de los diferentes episodios conocidos, así como de otras zonas potenciales de generar nuevos episodios.

Episodios más recientes de 1937 y 1982

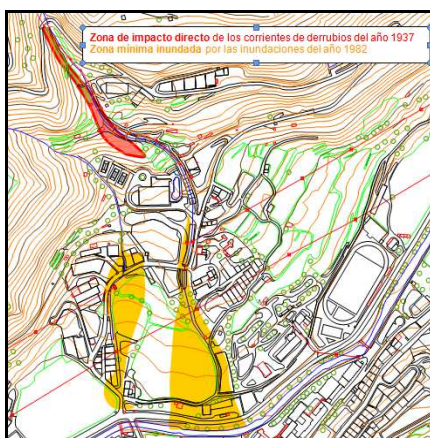


Fig 4. Reconstrucción de los corrientes de derrubios del año 1937 en el cono de deyección de La Comella y reconstrucción de la zona afectada por las inundaciones del año de 1982. Límites obtenidos a partir de observaciones mediante fotografías aéreas de diferentes años y escalas

Episodios antiguos evidentes y supuestos

Las corrientes de derrubios antiguos evidentes son acontecimientos anteriores a las inundaciones de 1937, donde la importante cobertura arbórea actual de la zona dificulta su identificación. Los acontecimientos antiguos supuestos presentan una morfología muy degradada, por lo que su identificación es difícil y está sujeta a abundantes interpretaciones.

- **Zonas potencialmente susceptibles a generar nuevas roturas**

De las laderas con formaciones superficiales con espesores de sedimentos susceptibles a generar nuevas roturas en períodos de precipitaciones importantes, se tuvo en cuenta los siguientes criterios para determinar zonas con una mayor probabilidad de rotura.

- Zonas con pendientes superiores a 30 grados.
- Depósitos constituidos por canchales de bloques de pequeño tamaño. En estos depósitos, el agua de lluvia penetra fácilmente a través de las piedras acumulándose en la parte basal del depósito favoreciendo la inestabilidad (Hürlimann et al., 2003).
- Taludes excavados en depósitos de ladera sin estabilización.
- Escarpes de cicatrices de corrientes de derrubios precedentes.
- Proximidad de estas formaciones potencialmente inestables respecto de la situación del canal.

Teniendo en cuenta estos criterios, las zonas potencialmente susceptibles a involucrar un mayor volumen de formación superficial se encontrarían localizadas en las laderas de la cuenca del canal de la Font del Cuc, formadas por canchales y pendientes superiores a 30°, así como en algunos sectores de los taludes de las carreteras C.S. 101 y 102 donde se identifican formaciones superficiales con potencias de sedimento superiores a 5 metros.

- **Modelizaciones**

Para el análisis de la posibilidad de afectación de la zona donde se ubica la unidad de actuación se realizaron varias simulaciones informáticas mediante el software Ramms (Rapid Mass Movements): Debrisflow. Esta herramienta numérica bidimensional permite resolver ecuaciones mecánicas para fluidos caracterizados por la ley reológica propuesta por Voellmy. La herramienta desarrollada por el Instituto Federal Suizo de Investigación (WSL/SLF) pretende ofrecer una predicción precisa de alturas de flujo, velocidades y presiones dinámicas para trayectorias y distancias recorridas para flujos del tipo corriente de derrubios granular sobre la base de un modelo digital del terreno con un malla de cálculo de 2m x 2m.

Tal y como se ha dicho, RAMMS emplea el modelo friccional de Voellmy-fluido. Este modelo divide la resistencia friccional en dos partes: una fricción de tipo Coulomb (coeficiente μ) y un término de turbulencia que depende de la velocidad al cuadrado y de la densidad del flujo de derrubios (coeficiente ξ). La resistencia friccional S (Pa), se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$S = \mu \rho H g \cos \varphi + \frac{\rho g U^2}{\xi} \quad (1)$$

Con Voellmy se puede controlar la velocidad de flujo (X_i) y la distancia de frenado (μ). El término turbulento domina el comportamiento de fricción cuando el flujo se mueve rápidamente y el término de Coulomb es dominante cuando el flujo se mueve lentamente, permitiendo que el modelo pueda calibrarse a partir de observaciones de la velocidad de flujo y la ubicación del punto de parada del frente de flujo.

Para la realización de la simulación informática se tuvieron en cuenta diferentes datos de entrada, los cuales se enumeran a continuación:

- Modelo Digital del Terreno en formato ASCII, creado a partir de los planos topográficos a escala 1: 500 y 1: 1000 del Servicio de Cartografía del Gobierno de Andorra.
- Zonas potenciales de salida, establecidas a partir de los indicadores de campo observados y los pendientes del terreno. Los volúmenes generados corresponden a volúmenes obtenidos por la salida de material simultáneo en varias cicatrices. Este supuesto nos permite estar, a priori, por el lado de la seguridad.
- Espesor y volumen del material potencialmente remobilizable (en base a las observaciones de campo efectuadas y fotointerpretación).
- Parámetros μ y X_i (los que están en función de la reología del material), determinados en base a retroanálisis efectuados de antiguos episodios acaecidos en Andorra y en base al conocimiento geológico de los materiales.

• Escenarios simulados

Los escenarios utilizados en las modelizaciones de corrientes de derrubios han tenido en cuenta la gradación de fenómenos de diferentes intensidades (volúmenes de salida), con diferentes parámetros reológicos (en función del tipo de material movilizado y de la cantidad de agua incluida en la masa movilizada, con diferentes probabilidades de ocurrencia, basada en nuestro criterio de experto y en las observaciones de campo (mapa de indicadores), de acuerdo con la siguiente tabla:

Escenario	Volumen (m ³)	μ	X_i	Observaciones
Forn1	5.000	0.15	200	Posible
Forn2	5.000	0.20	200	Probable
Forn3	9.500	0.15	200	Posible
Forn4	9.500	0.20	200	Probable
Forn5	19.000	0.15	200	Excepcional
Forn6	19.000	0.20	200	Posible
Comella1	2.500	0.15	200	Posible
Comella2	2.500	0.20	200	Probable
Comella3	5.000	0.15	200	Posible
Comella4	5.000	0.20	200	Probable
Comella5	10.000	0.15	200	Excepcional
Comella6	10.000	0.20	200	Posible

Tabla 1. Combinación de parámetros utilizados para la simulación informática.

Escenario	Volumen inicial de salida (m ³)	Reología	Afecta PP-SUR-17	Vol. residual (m ³)	Probabilidad de ocurrencia
Forn 1	5.000	0.15	NO	-3.200	POSIBLE
Forn 2	5.000	0.20	NO	-3.412	PROBABLE
Forn 3	9.500	0.15	SI	-636	POSIBLE
Forn 4	9.500	0.20	NO	-2.073	PROBABLE
Forn 5	19.000	0.15	SI	+2.599	EXCEPCIONAL
Forn 6	19.000	0.20	NO	-203	POSIBLE
Comella 1	2.500	0.15	SI	-1.595	POSIBLE
Comella 2	2.500	0.20	NO	-1.695	PROBABLE
Comella 3	5.000	0.15	SI	+560	POSIBLE
Comella 4	5.000	0.20	NO	+295	PROBABLE
Comella 5	10.000	0.15	SI	+5.735	EXCEPCIONAL
Comella 6	10.000	0.20	SI	+5.525	POSIBLE

Tabla 2. Escenarios simulados en fase de estudio.

- **Modelización numérica**

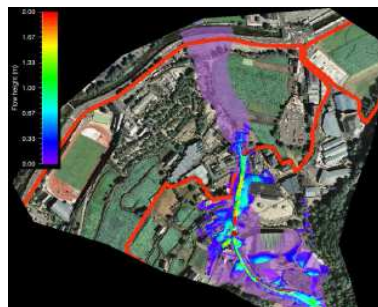


Fig 5. Simulaciones RAMSS:Debrisflow - Escenario Forn3



Fig 6. Simulaciones RAMSS:Debrisflow - Escenario Comella3

- **Resumen de los resultados obtenidos**

Una vez realizada la simulación informática mediante el software específico, esta fue analizada por parte del equipo técnico para validar los resultados obtenidos. Los resultados de las simulaciones podemos observarlos resumidos en la siguiente tabla:

Escenario	Alcance máximo	Presión de impacto al límite de la UA	Observaciones	Período de retorno
Forn1	No llega a la UA	--	Queda parado entre Serradells y Encorces	ALTO
Forn2	No llega a la UA	--	Queda parado al lado Serradells	MEDIO
Forn3	1/3 superior de la UA	5-10 kPa	Aproximadamente 1-1'5 m de altura de flujo en el interior de la UA	ALTO
Forn4	No llega	--	Queda parado entre Serradells y Encorces	MEDIO
Forn5	1/3 superior de la UA	5-10 kPa	Aproximadamente entre 1'5 i 2 m de altura de flujo en el interior de la UA	MUY ALTO
Forn6	No llega	--	Queda parado al lado de Encorces	ALTO
Comella1	Parte superior aparcamiento detrás Borda Estevet	<3 kPa	Inferior a 75 cm de altura de flujo en el interior de la UA	ALTO
Comella2	No llega	--	Queda parado unos metros por debajo del Rec de l'Obac	MEDIO
Comella3	Zona media aparcamiento detrás Borda Estevet	<5 kPa	Inferior a 1 m de altura de flujo en el interior de la UA	ALTO
Comella4	No llega	--	Queda parado en les proximidades del Rec de l'Obac	MEDIO
Comella5	Zona media-inferior del aparcamiento detrás Borda Estevet	<5 kPa	Aproximadamente entre 1 i 1'5 m de altura de flujo en el interior de la UA	MUY ALTO
Comella6	Parte superior aparcamiento detrás Borda Estevet	<5 kPa	Inferior a 1 m de altura de flujo en el interior de la UA	ALTO

Tabla 3. Resultados de las diferentes escenarios simulados en fase de estudio.

Se retuvo como "escenarios de diseño" para las protecciones, el FORN3 y el COMELLA3. Cabe destacar que ningún episodio de periodo de retorno medio llega a la PP SUR17. Las afectaciones principales (sin tener en cuenta ninguna medida de protección) se situarían en el tercio superior de la superficie ocupada por la PP-SUR-17 con energías de impacto superiores a 10 KPa y alturas máximas de 1,5 metros. En cuanto a las afectaciones asociadas a la onda indirecta (lavado de fondo) se podría afectar una franja de terreno de ancho variable a ambos lados de los ejes de los ríos estudiados hasta la confluencia con el río Gran Valira. El estudio propone como actuaciones necesarias la colocación de barreras dinámicas para retener unos 3500 m3

de sedimento, tanto en el Torrente del Forn como en el río de la Comella, así como la canalización de sus tramos finales que atraviesan la zona urbanizable.

- **Análisis global de riesgo**

Para la definición del concepto riesgo es muy importante tener en cuenta tres factores, por un lado la peligrosidad natural máxima asociada a la actividad de las corrientes de derrubios en la zona de salida, por otro lado la vulnerabilidad de las infraestructuras que se encuentran aguas abajo (en este caso se considera que el plan parcial PP SUR17 va encaminado a la edificación) y por último, su exposición al fenómeno peligroso. El riesgo total es el producto de la peligrosidad natural por la vulnerabilidad de las infraestructuras y el número de edificaciones expuestas a corrientes de derrubios.

Para la estimación del riesgo residual en la zona de salida se ha considerado los siguientes criterios:

Escenario	Volúmenes (m ³)	Probabilidad	Observaciones
Forn1	2.500 i $\mu=0.15$	Posible	Volumen usual y reología inusualmente fina
Forn2	2.500 i $\mu=0.20$	Probable	Volumen y reología usual
Forn3	5.000 i $\mu=0.15$	Posible	Volúmenes grandes y reología inusualmente fina
Forn4	5.000 i $\mu=0.20$	Probable	Volúmenes grandes y reología usual
Forn5	10.000 i $\mu=0.15$	Excepcional	Volúmenes muy grandes y reología inusualmente fina
Forn6	10.000 i $\mu=0.20$	Posible	Volúmenes muy grandes y reología usual
Comella1	5.000 i $\mu=0.15$	Posible	Volumen usual y reología inusualmente fina
Comella2	5.000 i $\mu=0.20$	Probable	Volumen y reología usual
Comella3	9.500 i $\mu=0.15$	Posible	Volúmenes grandes y reología inusualmente fina
Comella4	9.500 i $\mu=0.20$	Probable	Volúmenes grandes y reología usual
Comella5	19.000 i $\mu=0.15$	Excepcional	Volúmenes muy grandes) y reología inusualmente fina
Comella6	19.000 i $\mu=0.20$	Posible	Volúmenes muy grandes y reología usual

Tabla 4. Criterios para la estimación del riesgo.

El riesgo residual se ha determinado a partir de la frecuencia de eventos de corrientes de derrubios que pueden afectar a los edificios situados aguas abajo, según la fórmula:

$$Fi = Fs \cdot Fa \cdot P \quad (2)$$

Donde Fi es la frecuencia de impacto en los edificios de los corrientes de derrubios que sobrepasan las protecciones propuestas más adelante a base de diques o barreras de retención de sedimentos, Fs es la frecuencia de salida o de desencadenamiento de corrientes de derrubios, Fa es la probabilidad de llegada de los corrientes de derrubios en las zonas vulnerables (edificios) y P es la permeabilidad de la protección (barreras dinámicas de retención de sedimentos). Esta frecuencia de impacto (Fi) se ha analizado de forma particular para cada uno de los escenarios considerados en la simulación (probable, posible y excepcional) los que presentan volúmenes particulares, y para los dos casos analizados: con material grueso similar al de la zona de salida, y con material más fino, generando flujos más fluidos similares en coladas de barro.

En las siguientes tablas aparecen los resultados obtenidos para la peligrosidad residual en la zona de llegada donde se sitúa la PP SUR-17 por el caso del Torrent del Forn y el río de la Comella ($F_i = F_s \times F_a \times P$).

Escenario	Volumen (m ³)	F _s	F _a	P	F _i
Forn1	5.000	0.01	0	0	0
Forn2	5.000	0.03	0	0	0
Forn3	9.500	0.01	0.10	0	0
Forn4	9.500	0.03	0	0	0
Forn5	19.000	0.00001	0.10	13.68%	1.368x10 ⁻⁷
Forn6	19.000	0.00001	0	0	0
				TOTAL	1.368x10⁻⁷

Escenario	Volumen (m ³)	F _s	F _a	P	F _i
Comella1	2.500	0.01	0.05	0	0
Comella2	2.500	0.03	0	0	0
Comella3	5.000	0.01	0.05	11.20%	5.60x10 ⁻⁵
Comella4	5.000	0.03	0	5.90%	0
Comella5	10.000	0.00001	0.05	57.35%	0.028x10 ⁻⁵
Comella6	10.000	0.00001	0.05	55.25%	0.027x10 ⁻⁵
				TOTAL	5.655x10⁻⁵

Tabla 5. Resultados riesgo residual obtenido

Los valores de peligrosidad residual vendrían a indicar la probabilidad en años de tener un evento con capacidad destructiva. La falta actual de edificaciones que ocupen toda la zona urbanizable no permite analizar la vulnerabilidad de forma correcta, ni el grado de exposición ni el número de personas expuestas a fin de encontrar un riesgo residual de forma exacta. Para ello, se ha considerado un escenario de riesgo máximo que debe considerarse como preliminar.

En cuanto al número de víctimas potencial asociables a cada evento con capacidad destructiva, se considera que hay que tener presente que sólo tendremos afectaciones en la parte alta de la parcela en cuanto a los frentes de onda de los corrientes de derrubios ya que la onda indirecta se debe canalizar y los edificios se protegerán de acuerdo con las energías de impacto (mínimo 10 kPa). Las víctimas deberían relacionarse como personas expuestas dentro del ámbito de la PP SUR17, ya sea en zonas exteriores a los edificios o próximas a los ejes torrenciales. En este sentido se ha supuesto una media de víctimas potenciales de aproximadamente 1 persona por evento.

Según el artículo "Guidelines for Landslide susceptibility, hazard risk zoning for land-use planning", de Fell, R et al. (2008) el límite del riesgo tolerable y / o aceptable varía entre 10⁻³ y 10⁻⁷ riesgos / año (eventos con capacidad de generar víctimas), dependiendo del organismo y estado que lo regule. A falta de una reglamentación andorrana que regule cuál es el riesgo admisible / tolerable, la frecuencia de impacto en la zona de estudio se podría considerar como aceptable ya que los valores de riesgo residual obtenidos estarían dentro del rango de riesgo tolerable.

3.2 Fase de proyecto y dirección de obra

Una vez determinadas las actuaciones necesarias para proteger las parcelas incluidas dentro del proyecto de urbanización de la PP-SUR-17, durante el año 2015, las empresas Euroconsult Andorra y Sinus Enginy conjuntamente, redactaron el “Proyecto de protecciones del Torrent del Forn y el río de la Comella para la PP-SUR-17”. Este proyecto se dividió en dos partes, la primera parte define los trabajos de canalización del tramo final del Torrent del Forn y el río de la Comella, mientras que la segunda parte define cinco emplazamientos, tres para el río de la Comella y dos en el Torrent del Forn, donde se deben construir barreras dinámicas de retención de sedimentos específicamente diseñadas para corrientes de derrubios. Los trabajos de canalización y protección contra corrientes de derrubios se iniciaron simultáneamente con los trabajos propios de la urbanización durante el mes de octubre del año 2015, y se ejecutaron en un plazo global de 20 meses, finalizando durante el mes de junio de 2017.

Cuenca	Sección	situación	vol ret (m3)	altura (m)	ancho medio (m)	longitud (m)
torrent del forn	tipo 1	Serradells superior	>2000	6	7.5	25
	tipo 2	Serradells inferior	>1500	5	11.5	15
rio de la comella	tipo 3	Comella superior	>1000	6	15	-
	tip0 2	Comella intermedia	>1000	5	7.5	20
	tipo 2	Comella inferior	>1500	5	11.5	20

Tabla 6. Resumen de las características de las protecciones diseñadas.

- **Barreras dinámicas**

El tipo de barreras definidas en proyecto e instaladas en obra han sido diseñadas específicamente para la protección contra fenómenos de corrientes de derrubios, con una capacidad de absorción de energía de 160 kN/ml/h_{efectiva}. Este tipo de sistema de barreras están compuestos básicamente por redes fabricados con alambre de acero de alta resistencia, frenos que actúan como disipadores de energía, cables horizontales y perimetrales y anclajes de cable que pueden ir perforados contra terreno natural o también quedar embebidos en estructuras de hormigón armado. Las barreras finalmente instaladas son las de tipo VX de la empresa Geobrugg.

- **Secciones tipo**

Sección tipo I - Estructura de hormigón armada en "cajón"

Esta sección tipo aplicada en la zona denominada como Serradells superior, cuenta con una estructura de hormigón armado en geometría de cajón dentro de la cual quedan embebidos los diferentes puntos de anclajes de cable de la barrera. La losa esta reforzada con micropilotes y dispone de tres bigas transversales para evitar movimientos frente a deslizamiento.

Sección tipo II - Estructura mixta

Esta sección tipo se ha aplicado en los emplazamientos donde ya existían muros, que se han aprovechado como elementos rígidos sobre los cuales se ha perforado directamente los anclajes de la barrera. Mientras que por los lados donde no se disponía de ningún elemento para colocar los anclajes se ha diseñado una aleta de hormigón armado con losas reforzadas con micropilotes y bulones para dar estabilidad al conjunto.

Sección tipo III - Terreno Natural

Esta sección tipo se ha aplicado en la zona de Comella, en este caso la barrera se ha podido anclar directamente contra terreno natural, por un lado contra roca y por el otro lado contra una zona de terraplén y terreno natural.

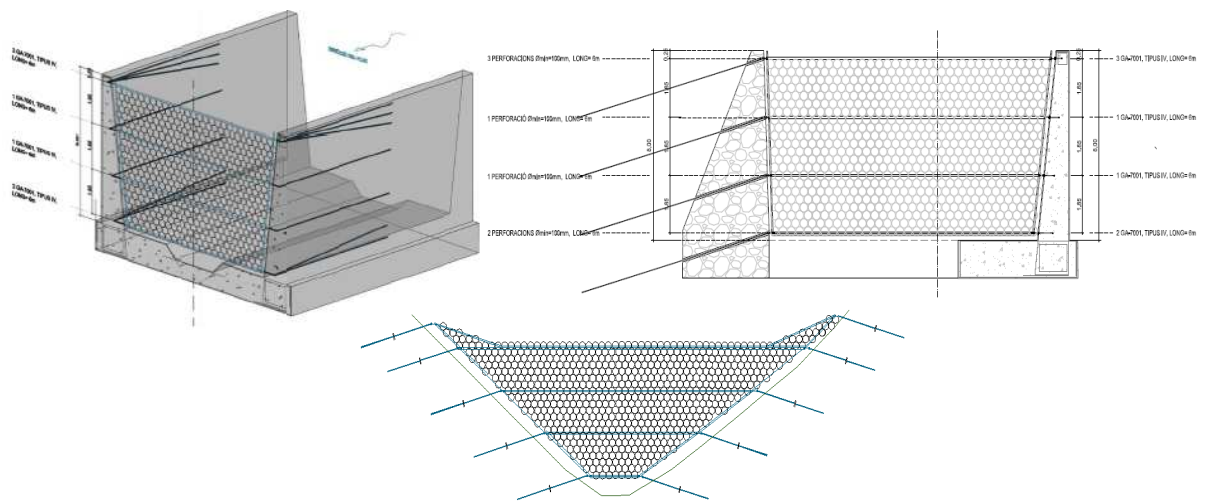


Fig 7. Secciones tipo de diseño I,II y III



Fig 8. Obra ejecutada

4. CONCLUSIONES

El presente documento, explica las diferentes fases de estudio relativas a la peligrosidad frente a corrientes de derrubios en la zona de la Comella durante los últimos 15 años, como ejemplo de una de las cuencas del Principado de Andorra más expuestas a sufrir daños debido a su actual y potencial desarrollo urbanístico. Con el fin de proteger adecuadamente la zona urbana de la Comella, se han diseñado, en base a los requerimientos reglamentarios (zonificación oficial de riegos del Gobierno de Andorra) las necesidades de protección con barreras dinámicas de retención de sedimentos y canalizaciones en la parte baja del cono de deyección. En este sentido, cabe destacar el diseño de varias estructuras de hormigón armado compatibles con barreras dinámicas, siendo las primeras que se han instalado en el Principado de Andorra.

Cabe remarcar que la colocación de este tipo de protecciones que suelen llenarse en varios episodios, deben emplazarse en lugares accesibles dado que en el futuro habrá que ir vaciándolas y manteniéndolas para no perder la sección de diseño para la cual fueron concebidas.

Los estudios de corrientes de derrubios deben efectuarse en base a procedimientos y metodologías que nos permitan determinar diferentes aspectos como, identificar áreas fuente susceptibles a generar deslizamientos con material disponible para iniciar corrientes de derrubios, establecer condicionantes meteorológicos que puedan ser desencadenantes de este tipo de fenómenos, hacer inventario de antiguos episodios, analizar geomorfológicamente y hidrológicamente las cuencas de estudio, calibrar los parámetros reológicos y realizar modelizaciones numéricas con programas contrastados que permitan simular escenarios asociados a distintos periodos de retorno con el fin de poder definir las necesidades de protección (barreras y diques de retención de sedimentos, secciones hidráulicas de canalización, etc.) y finalmente determinar el riesgo residual asumible una vez construidas las protecciones, en función de los usos previstos en las zonas urbanizadas expuestas a este tipo de fenómenos.

REFERENCIAS

- Euroconsult S.A. (2002). “Estudi de zonificació del terreny segons la seva problemàtica geològica. Corrents d'arrossegalls de la Comella”. Govern d'Andorra.
- Euroconsult S.A. (2015): “Anàlisi de la perillositat i risc associat a fenòmens de corrents d'arrossegalls de la UA-PP SUR-17”. Conjunt de propietaris de la PP-SUR-17A.
- Euroconsult S.A. - Sinus Enginy S.A.U. (2015): “Projecte de proteccions del Torrent del Forn i el riu de la Comella per la PP-SUR-17”. Conjunt de propietaris de la PP-SUR-17A.

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE DIFERENTES MEMBRANAS FLEXIBLES Y LA VALIDACIÓN DE LOS NIVELES DE SOPORTE OFRECIDOS PARA SU EMPLEO EN SISTEMAS FLEXIBLES DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

Juan Antonio TORRES VILA*, Jesús Miguel LLANO FLOREZ†

* CEO –Dr. Ing.
3S Geotecnia y Tecnología S.L.

† Ing. de Caminos, C. y P.
3S Geotecnia y Tecnología S.L.

RESUMEN

Como continuación al artículo relativo a la experiencia del empleo de sistemas flexibles de estabilización de taludes mediante redes de cables de acero como membranas reforzadas con cables, se abordan aquí los sistemas con mallas de simple torsión de altas prestaciones. Se repasan los principios de funcionamiento y los modelos físicos de comportamiento de aplicación con estas membranas anisótropas bajo diferentes condiciones de instalación. Se analiza el concepto de capacidad de soporte y se insiste en la exigencia del control de deformación para las condiciones de trabajo. Se analizan los parámetros mecánicos que deben caracterizar a las membranas bajo similares condiciones y que son la resistencia a punzonamiento y a tracción con confinamiento lateral. Se evidencia la ventaja técnica y económica derivada del empleo de membranas continuas anisótropas reforzadas con líneas de arriostre horizontal frente a aquellas soluciones de conexión directa mediante placas o conexión puntual.

1. INTRODUCCIÓN

En el artículo titulado “Experiencia en el empleo de sistemas flexibles de estabilización de taludes mediante el uso de mallas y redes como membranas de alta prestaciones y baja deformación reforzadas con cables” para este mismo Simposio, se hizo un breve repaso de la experiencia y evolución de los sistemas flexibles de estabilización de taludes. Se repasó su historia, desde sus comienzos basados en soluciones en las que se empleaban mallas de triple torsión, no consideradas como sistemas por las carencias de estas mallas, continuando por el empleo de redes de cable como membranas flexibles dentro de sistemas de estabilización, para finalizar repasando algunas de las innovaciones introducidas en los últimos años, pero siempre referidos a membranas en las que en su fabricación emplean cable de acero.

En este artículo se introducen las mallas de alambre de acero de altas prestaciones empleadas como membranas flexibles en sistemas de estabilización de taludes, haciendo referencia a nuevos productos e innovaciones aparecidos recientemente y a sus ventajas. De su uso, se incide en la reducción de costes por ahorro y optimización de materiales y por la simplificación de la mano de obra en su instalación, además del incremento de los soportes ofrecidos por los sistemas debido a la mejora de las características carga-deformación de estas mallas, siempre que se empleen bajo condiciones de instalación racionales.

Se aboga por la necesidad de un procedimiento de análisis comparativo equivalente de los sistemas y de las membranas constituyentes, de manera que permita analizar bajo las mismas condiciones productos diferentes, pero que en definitiva se basan en la resistencia a tracción confinada o a punzonamiento y su comportamiento deformacional. A partir de esta caracterización, se reivindica el uso de estos parámetros, y siempre bajo estricto control de la deformación y el desplazamiento asociado, se debe definir bajo criterios uniformes la capacidad soporte de las diferentes soluciones, alejándose del empirismo o de la treta de acudir al soporte del bulonado para definir el soporte de una solución en la que se incluye una membrana que a veces es incapaz de ofrecer los kN/m^2 que se le atribuyen.

2. UN REPASO A LA HISTORIA DE LAS MALLAS DE ALTAS PRESTACIONES

Partiendo de aquellas primeras redes de cable combinadas con bulones de los años 80, difíciles de instalar y sin base de cálculo y diseño, su posterior evolución técnica en los años 90 hasta llegar al estado de desarrollo actual mejorado y optimizado, aparece a principios de este siglo un hito que marca una nueva línea de trabajo. Es la introducción de las mallas de alambre de altas prestaciones, concebidas inicialmente como elementos de alta resistencia a tracción que tratan de paliar las carencias de las mallas de triple torsión para su aplicación en sistemas de estabilización de taludes y que no eran adecuadas para tal fin.

Desde la aparición de las mallas de alambre de altas prestaciones, aparecen dos corrientes bien diferenciadas relativas al empleo de las mismas como membranas flexibles en la estabilización de taludes. Por un lado, aparece el concepto de conexión puntual desarrollado en Suiza y ampliamente extendido en Europa, en el que estas mallas de altas prestaciones se emplean como membranas flexibles combinadas con anclajes mediante conexión directa mediante placa. Por otro lado, fruto de los resultados de trabajos anteriores en el campo de las redes de cable como membranas flexibles, se desarrolla en España bajo dirección de D. Juan Antonio Torres Vila, una tecnología novedosa que permite el empleo de estas mallas como membranas flexibles dentro de un sistema de estabilización e introduciendo el concepto de arriostre horizontal continuo de la misma mediante cables horizontales de refuerzo.

De este modo se concibe un sistema flexible de estabilización de taludes bajo un modelo físico de comportamiento unidireccional o cilíndrico, aplicable principalmente a membranas de carácter anisotrópico con una dirección principal, tanto con anclajes pasivos como activos. Resultado del uso de esta tecnología, para membranas flexibles anisotrópicas analizadas bajo

el modelo físico de comportamiento unidireccional, resulta en un incremento notable de la capacidad de soporte de la membrana en comparación a sistemas que se basan en el empleo de conexiones aisladas o directas de la membrana con los anclajes mediante placas.

Basándose en la experiencia y conocimiento de los sistemas flexibles de estabilización de taludes, de las membranas y del resto de sus componentes, 3S Geotecnia y Tecnología S.L. desarrolla en el año 2010 las mallas de altas prestaciones tipo 3STUTOR[®], mallas de alambre de simple torsión que ofrecen alta resistencia a tracción y a punzonamiento con baja deformación. En el año 2013, se realiza unas mejoras, empleando alambres desarrollados expresamente para esta aplicación y que permiten ser trabajados sin perder sus características resistentes, se mejora de las características de la protección frente a la corrosión y se automatiza la producción. Fruto de estos avances, aparecen las mallas de alta prestaciones conocidas como 3STUTOR[®] Plus, eficientes para su empleo como membrana flexible dentro de un sistema de estabilización de taludes. Son fabricadas a partir de la adecuación del método tradicional de fabricación de mallas de simple torsión pero en el que se introduce un proceso patentado de mejora de las características carga-deformación de las mallas. Es importante insistir que este proceso de mejora actúa solamente sobre las características geométricas de la malla y no sobre las propiedades mecánicas del alambre del acero.

Durante este desarrollo, se trata de adecuar las características resistentes de las membranas a utilizar dentro de un sistema flexible en función de los requerimientos mecánicos y por tanto las necesidades de soporte requerido acorde a los cálculos geotécnicos para garantizar la estabilidad de un talud. Esto hace que se desarrolle una gama de mallas con diferentes resistencias en función de los requerimientos de soporte y las condiciones de instalación, variando el tamaño del paso de las espiras en la fabricación y variando el diámetro del alambre que cuenta con una resistencia y características optimizadas.

En todo caso, hasta la aparición de las mallas 3STUTOR[®] para su empleo como membranas flexibles en un sistema flexible de estabilización de taludes, solo existían las mallas fabricadas con alambres de alta resistencia, también denominados de alto límite elástico, que rondan los 1.770 N/mm² de resistencia nominal, y que están bajo monopolio de protección de una patente. No obstante, a pesar de esta protección y otros sellos de calidad, las mallas de simple torsión fabricadas con este acero exclusivo presentan un problema debido a la alta fragilidad de la materia prima empleada para su fabricación, que no es compatible con el proceso de doblado o plegado empleado para la fabricación de espiras que permiten configurar estas mallas de simple torsión. Esto se traduce en una elevada pérdida de resistencia cuando estos alambres de acero son plegados en espiras, obteniendo mallas con una resistencia inferior al 50% de la resistencia teórica esperada tanto a tracción como a punzonamiento. Esto certifica que a pesar de emplear un alambre de alta resistencia no se resulta de manera evidente en una malla de tan alta resistencia como sería de esperar, al tener que asumir el problema de la fragilidad y la microfisuración que se produce durante el plegado en la fabricación.

Por tanto, del resultado de la introducción en el mercado de las gamas de mallas de altas

prestaciones de tipo 3STUTOR® Plus, permite obtener unas mallas de alambre adecuadas para su aplicación como membranas dentro de un sistema flexible de estabilización de taludes y que mejoran el comportamiento de las existentes hasta entonces. Además, la gama introducida y el control de los parámetros mecánicos carga-deformación permiten la selección de la membrana más adecuada para optimizar la misma a la solución requerida. Es importante señalar que esto ha provocado que otros fabricantes hayan introducido en su estrategia de mercado una gama de mallas con diferentes resistencias. Lo que técnicamente es evidente, hace pensar que durante años se ha estado ofreciendo siempre la misma solución con la misma malla, fabricada con el mismo paso, el mismo acero y con el mismo diámetro, y por tanto con la misma resistencia a tracción y punzonamiento, la cual era capaz de ofrecer de 4,7 hasta 30 kN/m², por lo que en algún momento se había perdido toda base y sentido ingenieril.

3. APLICACIONES Y VENTAJAS DE SISTEMAS CON MALLAS DE ALTAS PRESTACIONES

Las mallas de altas prestaciones en general son aplicables como membranas flexibles dentro de sistemas de estabilización sobre cualquier tipo de terreno siempre que se controle el nivel de deformaciones y exista una zona estable en el terreno a donde se puedan transferir los esfuerzos por los anclajes y el nivel de soporte ofrecido por el sistema sea acorde a los niveles de empuje esperados del terreno. Durante los últimos años se ha demostrado la validez de estos sistemas y membranas así como de los modelos físicos de comportamiento que los caracterizan, para la estabilización de taludes diaclasados y/o fracturados, con materiales susceptibles a la meteorización, en terrenos de conglomerados o con presencia de finos en los que fundamentalmente se hace imprescindible un elemento de soporte superficial en el interior de la cuadrícula de anclajes. Estas mallas ofrecen gran adaptabilidad al movimiento de la superficie, tienen un comportamiento excelente en caso de sismicidad y ofrecen un apoyo continuo con una elevada capacidad de carga. Por otro lado, no interfieren el drenaje natural y presentan un bajo impacto visual, permitiendo la revegetación de la superficie y su integración en el entorno, siendo posible su combinación con geomallas antierosión.

En los últimos años se ha perdido el concepto ingenieril, incluso el sentido común, en la aplicación de estas soluciones de estabilización, bien sea con mallas de alambre de altas prestaciones bien con redes de cable como membranas flexibles, en las que se obvian conceptos de funcionamiento y de diseño de estas soluciones. Queremos remarcar que tan importante es una buena membrana (y resto de componentes) como importante es el conjunto de anclajes con el que se combina. También debemos ser críticos con modas impuestas en el empleo de soluciones en las que se presta interés a si la membrana tiene o no marcado CE, a si cuenta con protección frente a la corrosión de tipo inoxidable, etc... Todo esto provoca que se olvide la fundamentación técnica de estos sistemas, si son adecuados los niveles de soporte a las condiciones geotécnicas, si es compatible la membrana con los anclajes, si las deformaciones de la membrana bajo carga cumplen los criterios de desplazamiento límite, si para justificar la durabilidad existe una estimación de la vida útil de todos sus componentes y estudio de las condiciones ambientales del emplazamiento, o si durante la ejecución de los

trabajos existe control del montaje de los anclajes y de la membrana.

4. MODELO DE FUNCIONAMIENTO DE LAS MEMBRANAS FLEXIBLES

Las mallas de alambre de acero de altas prestaciones, y en general las membranas flexibles en un sistema de estabilización, se basan en el principio físico de que debido a la presión que el suelo ejerce sobre la membrana, en el caso de combinación con anclajes pasivos, si la membrana se encuentra debidamente arriostrada perimetralmente, ésta se deformará adquiriendo una cierta curvatura a la vez que se genera en la misma una tensión interna de tracción. Dependiendo de la magnitud de la tensión y de la curvatura a que es sometida la membrana, se generará una presión de estabilización sobre la superficie del terreno y la dirección de la presión será función de su combinación con anclajes pasivos o activos.

El conocimiento de las características mecánicas de las membranas permite su introducción en el modelo físico particular, para unas condiciones de borde definidas y una cuadrícula de anclaje y condiciones de arriostre interior coincidentes con su instalación, determinando el soporte ofrecido por el sistema y su deformada a partir de la resolución matemática de estos modelos. La obtención del nivel de soporte ofrecido por el sistema debe ser compatible con la resistencia de la conexión y con el desplazamiento máximo permitido al sistema bajo la condición de desplazamiento límite. El modelo empleado depende del tipo de conexión interior de la membrana a los anclajes, bien sea una conexión puntual (condición de carga puntual, modelo puntual), una conexión continua reforzada con arriostres horizontal y vertical (condición de carga distribuida, modelo bidireccional típico en redes de cable) o una conexión continua reforzada con arriostres horizontales (condición de carga distribuida, modelo cilíndrico o unidireccional). Por tanto, el modelo determina el modo de transferencia de los esfuerzos dentro del sistema y condiciona el modo de la conexión interior de la membrana a los anclajes, pudiendo ser de manera indirecta y continua, por medio de una conexión arriostrada a través de cables de refuerzo para la transmisión de cargas y placas (horizontales y verticales en el modelo bidireccional o simplemente horizontales en el unidireccional). También la conexión se puede realizar de manera directa, por conexión puntual a través de placas a la propia membrana, si bien se ve limitada por la baja resistencia de la conexión. En todo caso, la instalación del sistema en el campo debe respetar las condiciones del modelo en su resolución y por tanto debe asegurar la fijación perimetral de la membrana y garantizar las mismas condiciones que se dan en los ensayos de laboratorio que permiten la obtención de los parámetros mecánicos de las membranas y validar los modelos.

La resolución matemática del modelo permite determinar el soporte unitario ofrecido y el desplazamiento de un sistema flexible de estabilización de taludes siendo este un valor característico del sistema para las condiciones de instalación y para el tipo de membrana. Para el valor de soporte se obtiene el desplazamiento de la membrana del sistema, el cual debe de cumplir la condición de criterio de desplazamiento límite para que el sistema tenga validez, lo que se consigue si el desplazamiento de la membrana respecto a la cara del talud producto de la deformación asociada a la tensión interna para las condiciones de trabajo por los empujes

del terreno está controlada y la misma es menor a cierto valor límite. Este desplazamiento, bien entre dos anclajes en el caso de conexión membrana-anclajes de tipo puntual o bien entre líneas de refuerzo horizontal en el caso de conexión membrana-anclajes de tipo reforzada, debe estar definido para la tipología de membrana y sus condiciones de instalación, y el mismo debe verificar que no es superior al valor límite lo que permite dar validez al soporte ofrecido por el sistema. Este valor límite se establece para este tipo de sistemas en un valor no superior al 6% de la distancia entre líneas o puntos de arriostre y siempre menor a 200 mm.

Se entiende por tanto como soporte unitario ofrecido por un sistema flexible de estabilización de taludes, en kN/m^2 , al valor máximo de presión ejercida por la superficie del terreno que es capaz de soportar el sistema para las condiciones de trabajo de la membrana y del resto de componentes del sistema y que obligatoriamente debe cumplir el criterio de desplazamiento límite del sistema. Este valor se obtiene para condiciones de trabajo, por lo que en su obtención ya se incluye el factor de minoración de las resistencias últimas de los elementos que componen el sistema. Estos factores de minoración son propios de cada membrana y de sus condiciones de instalación para cumplir las condiciones de desplazamiento límite.

5. LA IMPORTANCIA DE UNA CORRECTA INSTALACIÓN

Sin olvidarse de la importancia de la ejecución de los anclajes pero en la que no vamos a entrar, en la instalación de estos sistemas se debe asegurar el arriostre perimetral y continuo de la membrana, garantizando la unión entre paños individuales que conforman la membrana tal que asegure la transmisión de los esfuerzos para los mismos niveles de esfuerzos que la propia membrana. Además, la membrana se fijará perimetralmente a un conjunto de anclajes y cables dimensionados conforme a la capacidad soporte del sistema y modelo físico asumido.

Siempre es recomendable replantear los anclajes interiores preferentemente en las zonas deprimidas del terreno para facilitar el adosado de la membrana y conseguir que esté en contacto directo con la superficie del terreno, facilitando su puesta en carga ante movimientos del terreno para bulonado pasivo, o conseguir un mejor reparto de la presión transmitida por los anclajes activos. Por tanto, en combinación con bulonado pasivo, durante la instalación la membrana es sometida a una precarga de montaje por apriete de las tuercas sobre las placas. Además, el tesado de los cables perimetrales así como los cables interiores de refuerzo en caso de contar con ellos permite conseguir que este adosado sea más forzado. Fruto de este proceso de instalación se consigue la adaptación de la membrana a las irregularidades del terreno y su perfecto adosado, lo que limita el desplazamiento del elemento de soporte al entrar en carga bajo empujes de terreno. De este modo se evita la progresión del movimiento del terreno y la generación de desprendimientos entre la cara del talud y la membrana. En el caso de anclajes activos, es evidente que la carga aplicada al bulón es transmitida sobre la placa a los cables de refuerzo y de ahí a la malla que sirve como elemento de reparto sobre el terreno, haciendo que la membrana se pegue al terreno.

Se debe dejar claro que tan importante es la selección de los parámetros resistentes que

caracterizan una membrana para introducirla en un modelo y obtener los niveles de soporte, como el proceso de instalación final de la misma en un talud como parte de un sistema de estabilización. Una falta de control, una mala ejecución o una falta de rigor en su instalación conducen a un fracaso evidente de esa solución.

6. REQUISITOS DE UNA MEMBRANA FLEXIBLE

De la resolución matemática del modelo físico de comportamiento asumido, para los diferentes parámetros mecánicos que caracterizan las diferentes membranas, se determinan los valores de soporte unitario del sistema y de desplazamiento de la membrana con el fin de permitir el diseño del sistema. En todo caso, para un sistema flexible de estabilización de taludes, la membrana flexible debe presentar un comportamiento estructural adecuado, definido por el comportamiento carga-deformación del elemento. Esto se caracteriza por que debe presentar una elevada resistencia a tracción y frente al punzonamiento, con baja deformación en ambos casos.

El sistema flexible debe ser concebido bajo un dimensionamiento coherente de todos los elementos del sistema, no solo de la membrana, con el cálculo de las acciones sobre los mismos con arreglo al modelo físico de análisis y diseño, junto con los resultados de los ensayos de caracterización de los materiales y validación de los modelos. No obstante, cuando se acude a conceptos basados en el empirismo o se comete errores conceptuales y relativos al funcionamiento de estos sistemas producto de la pérdida de toda base técnica en lo referente al comportamiento físico y mecánico de los mismos, así como de su utilidad y campo de aplicación, hace que existan numerosos ejemplos de fallos y soluciones inadecuadas que hacen caer en desprestigio a estos sistemas.

Independientemente de la solución de anclajes, es necesario que la membrana presente un comportamiento mecánico adecuado dentro del sistema de estabilización en el que va a ser instalada. Además, la membrana ha de ser homogénea, continua y uniforme, lo que limita el uso de materiales que no cumplen estas consideraciones. Ya se ha comentado el problema de las mallas de triple torsión, no solo por su limitada resistencia y sus elevadas deformaciones, sino porque generalmente en su instalación se acude a una unión de paños de malla que no garantiza la transmisión de los esfuerzos y por tanto no garantiza la continuidad de la membrana. En este caso, la unión de paños es también un punto que inhabilita esta solución.

En el caso de soluciones en las que las mallas de triple torsión se fabrican con cables interiores dispuestos de manera longitudinal en el entramado de la estructura con un periodicidad determinada, hay que señalar que existe una falta de homogeneidad y uniformidad de la membrana obtenida, lo que hace que su aplicación sea incompatible con los conceptos fundamentales de los sistemas flexibles de estabilización de taludes. Es decir, la adición de un elemento resistente no implica que la malla adquiera estas características, ya que la falta de vinculación entre ambos elementos no está garantizada, y en este caso se cumple que la resistencia de la membrana debe ser, tanto a punzonamiento como a tracción, la

menor de la ofrecido por los elementos constituyentes de manera individual. Estas soluciones no pueden ser concebidas como membranas flexibles en sistemas de estabilización.

De la misma manera, cuando erróneamente se trata de emplear redes de anillo como membranas flexibles dentro de estos sistemas de estabilización, se obvia que se trata de un elemento que presenta grandes deformaciones bajo carga, lo que hace que cumpla los criterios de desplazamiento límite. No vamos a discutir su resistencia, ni tampoco su bondad en otras aplicaciones como puede ser su uso como superficies de captación en barreras dinámicas frente a desprendimientos, pero debemos insistir en que las deformaciones que presentan bajo carga hacen que no sea compatible su uso como membranas en un sistema de estabilización.

7. SISTEMAS BAJO MODELO PUNTUAL: SOLUCIONES POCO EFICIENTES

En el modelo puntual, el arriostre de la membrana se realiza por conexión directa de la propia membrana con la cabeza de los anclajes a través de placas como elemento de conexión. Los anclajes estarán dispuestos al tresbolillo y separados sobre la superficie del talud, a una distancia “ S_x ” en horizontal y “ S_y ” en vertical. La capacidad de soporte del sistema dependerá de la resistencia a punzonamiento directo de la membrana contra el elemento de conexión y puede ser variada dentro de ciertos límites modificando la densidad de anclajes para el tipo de placa de conexión dispuesta.

La conexión puntual está asociada a sistemas de baja capacidad de soporte, dependiendo del tipo de malla y del diseño del elemento de conexión. Dado que la resistencia que ofrece la malla al punzonamiento por la placa de anclaje es limitada, el incremento de capacidad de carga por reducción del espaciamiento entre anclajes es limitado y de alto coste al requerir mayor número de anclajes por superficie. El valor del soporte unitario del sistema en este caso será obtenido a partir de la resistencia a punzonamiento directo de la membrana en condiciones de trabajo y cumplimiento del criterio de desplazamiento límite, en kN, dividido entre las dimensiones de la cuadrícula de anclajes, en metros.

Los valores de resistencia última a punzonamiento de la membrana, así como los valores de desplazamiento de la misma entre puntos de anclajes, se obtienen de ensayos de laboratorio para cada tipo de membrana y sistema específico. Por ello, de manera general, para la obtención de la resistencia a punzonamiento directo de la membrana para las condiciones de trabajo del sistema se recomienda emplear un coeficiente de minoración de la resistencia última a punzonamiento de 0,6. Esto permite conseguir en la membrana para las condiciones de trabajo establecidas, menores tensiones y menores deformaciones. No obstante, siempre se debe verificar la condición de criterio de desplazamiento límite aludida con anterioridad.

Estas soluciones ofrecen unos bajos niveles de soporte, y quedan muy lejos de los valores ofrecidos por los sistemas instalados bajo el concepto de líneas horizontales de arriostre y refuerzo, donde los niveles de soporte para la misma membrana se incrementan notablemente. A modo de ejemplo, para tamaños de placa racionales y particularizadas a las mallas de altas

prestaciones de tipo 3STUTOR® Plus con resistencias a punzonamiento de hasta 100 kN con placas Eagle, son capaces de ofrecer hasta 15 kN/m², pero con cuadrícula de anclajes muy cerrada, por lo que generalmente es recomendable evolucionar hacia sistemas reforzados que permite optimizar la cuadrícula de anclaje. Ha habido esfuerzos por parte de alguna compañía de tratar de sacar mayor rendimiento a este tipo de conexión, conceptualmente muy simple, tratando de incrementar la capacidad resistente de la conexión incrementando el tamaño de la placa de reparto. No obstante, a pesar de llegar a utilizar placas de reparto de hasta casi 70 cm, el soporte ofrecido sigue estando muy lejos de los obtenidos en los sistemas reforzados además de que estas placas son poco funcionales.

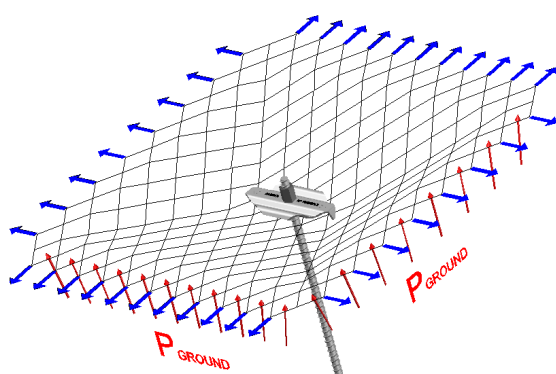


Figura 1. Esquema de modelo puntual. A la derecha, ejemplo de aplicación de malla de alambre de altas prestaciones tipo 3STUTOR® Plus 100/4,5 con placa de conexión tipo Eagle. Resistencia a punzonamiento de 100 kN. Bulonado en 2,0 x 2,0 m al tresbolillo; soporte 15 kN/m².

8. SISTEMAS BAJO MODELO UNIDIRECCIONAL O CILINDRICO: ALTA EFICIENCIA Y ELEVADA CAPACIDAD DE SOPORTE

Este modelo es más eficiente que el descrito anteriormente al permitir obtener mayores niveles de soporte por empleo más racional de los materiales, las membranas principalmente. Es empleado normalmente con membranas anisótropas, instaladas con la dirección de mayor resistencia y rigidez en el sentido vertical del talud. Para membranas isotrópicas sería aplicable el modelo bidireccional, pero no va a ser analizado aquí. El arriostre de la membrana se realiza por conexión continua de la misma a un elemento continuo de soporte, perpendicular a la dirección principal de la malla y hacia el cual se transfieren las tensiones generadas en la membrana. Si el elemento de arriostre es lo suficientemente rígido, la forma aproximada de la malla cargada se puede asemejar a un sector cilíndrico, de ahí su nombre.

Este arriostre continuo, en la práctica se consigue con cables horizontales solidarizados a la membrana y separados en el sentido vertical del talud una distancia “Sy”. Son considerados en el modelo como elementos de transmisión de carga a los anclajes y presentan una rigidez elevada en comparación a la membrana del sistema. Los anclajes estarán dispuestos en las líneas de refuerzo al tresbolillo y separados en horizontal una distancia “Sx”.

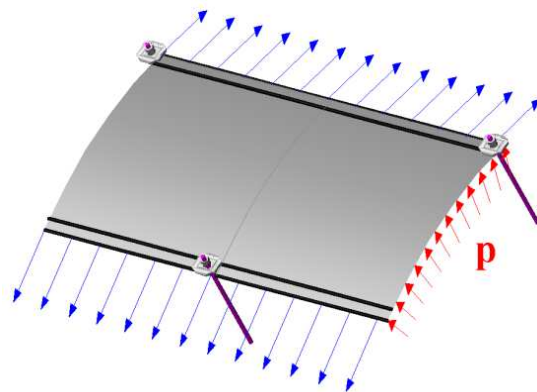


Figura 2. Ejemplo de aplicación de malla de alambre de altas prestaciones tipo 3STUTOR® Plus 100/4,5 con refuerzo horizontal de doble cable de alma metálica de 18 mm y bulonado en 2,5 x 3,6 m al tresbolillo con placas tipo PI en el interior y DELTA en bordes. Vinculación de cables de refuerzo a la membrana mediante espirales de conexión tipo 3S-SW 40/4,5. Resistencia a tracción directa con confinamiento lateral de la malla de 170 kN (Ensayos certificación del Laboratorio de estructuras de la Universidad de Cantabria para la obtención del marcado CE según EOTA 16/0328).; soporte del sistema de 30 kN/m².

En condiciones reales de trabajo, se puede demostrar que las fuerzas generadas en los anclajes son del mismo orden que las asumidas en el modelo teórico. Además, por la flexibilidad del sistema, las cargas se transmitirán normalmente en la dirección del anclaje. Para el análisis cuantitativo del modelo, se consideran las tensiones de la malla a ambos lados de la línea de refuerzo de igual magnitud, con una curvatura constante y formando el mismo ángulo con relación a la cara del desmonte, y los anclajes se consideran perpendiculares a la cara de éste. En estas condiciones, se genera una fuerza de tracción en el sentido de la barra que es soportada por ésta. No aparecen esfuerzos de cortante en el plano de la cara del talud. En estas condiciones se genera una fuerza de tracción a lo largo de la barra y una fuerza cortante a lo largo de la cara del desmonte. Inclinando convenientemente la barra, el cortante es anulado por la proyección de la tensión de la barra en el plano del desmonte y el valor de la tracción en la barra que se obtiene finalmente, es del mismo orden que el dado por aplicación del modelo teórico. La solución de este modelo cilíndrico se obtiene conforme a la Teoría de la Elasticidad, obteniendo el desplazamiento de la membrana en la dirección perpendicular a la cara del talud en función de la presión que la superficie del terreno aplica sobre ella.

Para la solución del modelo, es necesario determinar los parámetros mecánicos así como las relaciones geométricas de la membrana. Las características mecánicas de las membranas anisótropas se obtendrán en ensayos de laboratorio de Carga-Deformación llevados a cabo en la dirección principal de trabajo de la membrana "y" (longitudinal) y en la dirección secundaria "x" (transversal). Teniendo en cuenta el modelo físico del sistema, los parámetros mecánicos de las mallas se obtendrán bajo condiciones de ensayo tales que simulen el comportamiento de la membrana en condiciones reales de trabajo, debiendo ser consistentes por tanto la modelización asumida y el procedimiento de ensayo, con el método de instalación

a emplear. La resolución del modelo físico asumido y validez de las hipótesis han sido contrastadas mediante ensayos a escala real.

En el modelo unidireccional, la membrana se considera finita y deformable en la dirección principal e infinita y sin deformación en la dirección secundaria. Para simular estas condiciones, las membranas se ensayan en estado de tracción plano bidireccional con arriostre lateral, obteniéndose los resultados de Carga vs. Deformación, los valores de la carga final o rotura a tracción directa junto con los módulos de elasticidad y coeficientes de Poisson de la membrana ensayada confinada lateralmente.

Del modelo matemático para los valores de los parámetros mecánicos de la membrana a utilizar obtenidos en los ensayos de laboratorio, se determinan los valores de soporte unitario del sistema y de desplazamiento de la membrana para diferentes niveles de carga y diferentes valores de “Sy”. El soporte del sistema será aquel que cumpla con los valores de desplazamiento límite impuestos en el punto medio entre líneas horizontales de arriostre y refuerzo del sistema para las condiciones de trabajo. Respecto al coeficiente de minoración de las resistencias últimas de las membranas y resto de componentes, se establece un coeficiente de 0,67 para llevar los valores a condiciones de trabajo.

Las mallas de altas prestaciones de tipo 3STUTOR[®] plus se presentan como unas membranas flexibles caracterizadas por una alta resistencia a tracción y una baja deformación bajo carga, y es bajo su instalación con cables horizontales de refuerzo bajo los principios físicos del modelo unidireccional, el modo más eficiente de obtener soportes unitarios altos, del orden de hasta 50 kN/m² optimizando el conjunto de componentes del sistema. Además, se insiste en que cables de refuerzo y membrana deben estar conectadas entre sí de manera continua y solidaria, para así garantizar la correcta transmisión de los esfuerzos en el interior del sistema. Por este motivo, 3S Geotecnia y Tecnología S.L. introduce en estos sistemas las espiras de conexión de alambre, de tipo 3S-SW que garantizan la transmisión de esfuerzos de la membrana a los cables de arriostre. En caso de emplear dos cables de arriostre, se considera suficiente la conexión alterna del cable entre anclajes mediante este tipo de espiras, evitando el empleo de cables de costura que generalmente no consiguen este propósito por errores en la instalación.

9. CONCLUSIONES

Tras este breve repaso de la historia y experiencia acumulada en el campo de los sistemas flexibles de estabilización de taludes, se ha tratado de clarificar algunos conceptos que parecían haberse difuminado o perdido con el paso del tiempo. Se ha tratado de realizar este repaso sin entrar en la crítica directa de determinados productos, tratando de ser objetivos en el análisis y basándonos en nuestra experiencia y en el estado actual de la técnica.

Estos sistemas, a pesar de que sobradamente han demostrado su eficiencia bajo los principios basados en los modelos físicos de comportamiento que emplean cables de refuerzo y que han

sido contrastados y validados, fuera de nuestras fronteras y motivados por políticas comerciales de grandes multinacionales, aún se sigue promoviendo sistemas flexibles de estabilización de taludes basados en la conexión directa o puntual, más simple en su concepción pero menos eficiente en el empleo racional de los materiales, especialmente con mallas de altas prestaciones.

Debemos insistir en que la comparación de estos sistemas se debe realizar en base al empleo de los parámetros mecánicos mencionados, que han de ser obtenidos bajo condiciones de ensayo análogas que caractericen las membranas flexibles. Además, los niveles de soporte garantizados por estos sistemas deben ser obtenidos a partir de estos valores y de su introducción en los modelos matemáticos validados a escala real para cada una de las membranas empleadas, sin acudir al empirismo, o a erróneas simplificaciones que llevan a fórmulas simples donde se pierde el conocimiento teórico acumulado con el paso de los años en este campo, o bien por la simpleza de dividir la carga de trabajo de un anclaje entre el área tributaria sin tener en cuenta la resistencia de la conexión o los niveles de deformación de la membrana.

10. BIBLIOGRAFIA

Carlos López Jimeno y Colectivo de Autores (2003). Ingeniería del Terreno. Tomo 3 Autor del Capítulo 6. "Sistemas Flexibles de Estabilización de Taludes". Torres Vila J. A.

Torres Vila, J.A. (1997): "Procedimiento de Análisis y Diseño para la Aplicación de Redes de Cables de Acero en la Estabilización de Taludes". IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada, España.

Torres Vila, J.A. (2002): "Flexible membranes made of high strength steel wire in the slope stabilization technology". EUROCK 2002: International Symposium on Rock Engineering for Mountainous Regions and Workshops on Volcanic Rocks. Madeira, Portugal.

Torres Vila J. A. (2003). "Flexible membranes of high strength steel for slope stabilization" 12th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering "Soil and Rock America 2003". (pp. 2007 – 2014) Massachusetts Institute of Technology (MIT) Cambridge, USA.

Torres Vila J. A., Torres Vila M. A., y Llano Flórez, J. M (2004). "Procedimiento de diseño Geoflex de sistemas flexibles de estabilización de taludes". IV Simposio Nacional de Geotecnia Vial. Santander.

Torres Vila J. A.; Llano J. M. (2015). "General approach about flexible slope stabilization systems, key concepts and design procedures" 4th International Conference on Slopes. Innovations in slope management. Proceedings (pp. 233 – 254). Malaysia.

Torres Vila J. A.; Bourriot R.; Llano J. M. (2016). Flexible slope stabilization systems: the experience in the use of high performance membranes reinforced with horizontal cables. 3rd RSS Rock Slope Stability conference, Lyon (France).

DIMENSIONAMIENTO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN FLEXIBLE PARA TALUDES EN ROCA. MACRO 1 DE MACCAFERRI

J.COLL ¹, R. MAJORAL ²

¹Ingeniero Geólogo-Director Comercial

A. BIANCHINI INGENIERO S.A. - GRUPO MACCAFERRI

²Ingeniero Industrial- Director de Desarrollo Estratégico

A. BIANCHINI INGENIERO S.A. - GRUPO MACCAFERRI

RESUMEN

La utilización de mallas de acero para la contención superficial de taludes en roca es cada vez más importante ya que los sistemas conocidos en la literatura como “Revestimientos Estructurales Flexibles” presentan ventajas de tipo económico, estético y de facilidad de ejecución en según qué tipo de emplazamiento. Sin embargo, este tipo de soluciones, todavía no tienen un enfoque adecuado a nivel de dimensionado en numerosos proyectos.

En este sentido, Maccaferri ha desarrollado el programa Macro 1 que facilita el dimensionado de los sistemas mediante iteraciones de los parámetros, de manera que lleguemos a obtener un equilibrio entre los diferentes elementos que los conforman hasta llegar a garantizar la funcionalidad de los mismos tanto a rotura como a servicio.

1. INTRODUCCIÓN

Durante las últimas décadas, la utilización de mallas de acero para la contención superficial de taludes en roca ha sido cada vez más relevante frente a la utilización de otras técnicas de contención como pueden ser las mallas rígidas y el hormigón proyectado, ya que los sistemas conocidos en la literatura como “Revestimientos Estructurales flexibles” presentan ventajas de tipo económico, estético y de facilidad de ejecución en según qué tipo de emplazamiento.

Sin embargo, este tipo de soluciones, compuestas por la una membrana o malla flexible, bulones y cables de refuerzo, todavía no tienen un enfoque adecuado a nivel de dimensionado en numerosos proyectos.

El objetivo final es pues diseñar sistemas de malla y bulones que la literatura ha denominado como “sistemas activos” entendiendo que se aplican en el talud de forma activa introduciendo bulones en él y recubriéndolo con malla y cables pretensados de manera que se pueda garantizar el correcto funcionamiento del mismo tanto a rotura como a servicio.

En este sentido, Maccaferri ha desarrollado el programa Macro 1 basado en parámetros empíricos, tales como la morfología del talud, litología y discontinuidades más desfavorables a la vez que el usuario puede elegir la tipología de bulones y la membrana a utilizar así como los coeficientes de seguridad a aplicar encada caso. Este enfoque más realista, es el que facilita el dimensionado de los sistemas de contención flexibles mediante iteraciones de los parámetros, de manera que lleguemos a obtener un equilibrio entre los diferentes elementos que conforman el sistema pudiendo garantizar la funcionalidad del mismo tanto a rotura como a servicio, pues de acuerdo con el Eurocódigo-7, es necesario comprobar el estado Límite de Servicio (Deformación máxima admisible definida por el proyectista) además del estado Límite Último (Rotura). Haciendo mención de que es en la verificación del Estado Límite de Servicio donde rigidez deformativa de la membrana juega un papel fundamental ya que la efectividad del sistema será mayor en la medida que sea mayor la rigidez deformativa de la malla y no la capacidad resistente a la tracción de esta, la cual tiene una importancia marginal en este tipo de aplicaciones.

2. MODELO DE CÁLCULO

Partimos de la premisa lógica que desde el punto de vista geotécnico los bulones serán los elementos del sistema que se ocuparan de fijar la parte de terreno superficial inestable y la malla o membrana trabajará cuándo se produzca un desprendimiento superficial de las rocas comprendidas entre los bulones, que se apoyará sobre ella y deberá contenerlo con la menor deformación posible y, con la contribución de los cables horizontales y verticales, transmitir los esfuerzos a los bulones los cuales deberán estar dimensionados de forma acorde para resistir estas sollicitaciones.

Por tanto, a la hora de analizar un sostenimiento flexible se han de considerar la malla y los bulones en su conjunto, ya que de nada sirve colocar una malla con unas propiedades excelentes si los bulones van a fallar o viceversa. Esta verificación del conjunto membrana-bulones, requiere por tanto verificar en primer lugar los bulones, en segundo lugar la resistencia a rotura de la malla y finalmente la deformación máxima esperada. Para ello, y si queremos calcular no a rotura si no a deformación máxima admisible, tenemos que conocer la rigidez deformativa de las diferentes membranas que podemos aplicar. En este sentido, son imprescindibles los modelos de ensayo de punzonamiento (Load bearing capacity test o Punching test) definidos en las nuevas y ya publicadas ISO 17745 - Steel wire ring net panels — Definitions and specifications y ISO 17746 - Steel wire rope net panels and rolls — Definitions and specifications y las que están en proceso como la ISO/WD 21123 - Hexagonal steel wire mesh products for civil engineering purposes y la ISO/WD 21124 - Chain link steel

wire mesh products for civil engineering purposes las cuales introducen el ensayo para medir la relación carga/desplazamiento, imprescindible para evaluar cómo se deforma la malla cuando el sistema entre en carga y por tanto el elemento fundamental para determinar la efectividad del sistema.

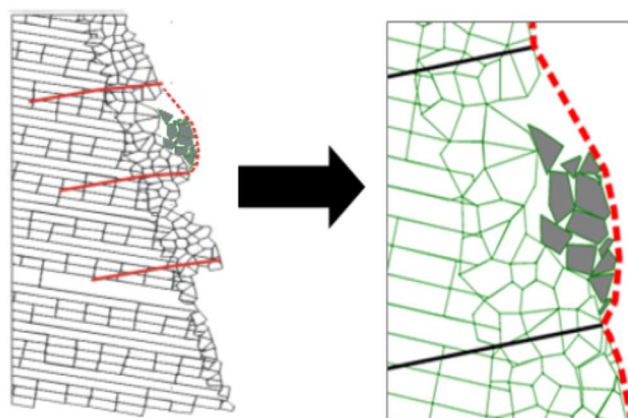


Figura 1 - Elementos y funcionamiento de un “Revestimientos Estructural Flexible”. Los bulones (Izquierda) estabilizan la zona superficial. La malla (Derecha) mantiene en su lugar el material inestable situado entre los bulones.

3. MACRO 1

Debido a que en el diseño de un “*Revestimiento Estructural Flexible*” intervienen numerosas variables, des de la topografía del talud, las propiedades geotécnicas del macizo, la geometría y propiedades de las juntas, tipo de malla y los bulones entre otras. A menudo, la solución al problema puede requerir un modelado numérico complejo que no es práctico para la mayoría de los proyectos, especialmente si el diseño está dirigido a intervenciones de tamaño y alcance modestos. Es por esto, que en la actualidad, los modelos de equilibrio límite son el método de diseño más ampliamente utilizado. Teniendo cuenta esto e incorporando la experiencia de campo, Officine Maccaferri ha desarrollado el programa de cálculo MacRO 1, el cual se basa en el enfoque del equilibrio límite para el diseño de sistemas de protección superficial flexible. El proceso es bastante simplificado, pero es suficiente cuando se considera el bajo nivel de precisión que necesitamos para los datos de entrada, la seguridad de los resultados obtenidos, y la rapidez para realizar los cálculos.

El programa considera que hay una superficie expuesta o talud con una inclinación " β " y varios conjuntos de discontinuidades que la atraviesan, la más desfavorable tiene una

inclinación " α " (Figura 2) que genera inestabilidades superficiales y caída de bloques con un espesor " s ".

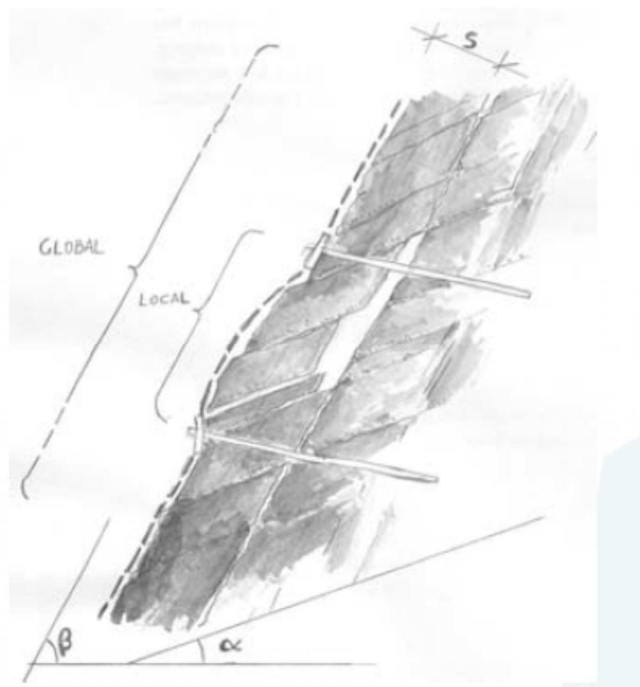


Figura 2 – Modelización del talud inestable.

Como ya hemos comentado, consideramos que las fuerzas en la malla y los bulones se generan de forma pasiva cuando se da una de las situaciones siguientes:

- Todo el volumen expuesto se desliza hacia abajo en el plano inclinado β .

Este es el problema de la estabilidad global. Se soluciona con la inserción de un sistema de bulones (Figura 1. Izquierda).

- Uno o más bloques se desplazan.

La dinámica de la inestabilidad puede ser cualquiera (planar, deslizamiento en cuña o caída). El software sólo considera el deslizamiento planar en el plano α , que es el caso más desfavorable. Esta inestabilidad puede ocurrir entre anclajes y puede ser definida como inestabilidad local. La malla fijada con los bulones es la que resuelve esta inestabilidad local. (Figura 1. Derecha).

Conceptualmente, tanto la malla y los anclajes, sólo pueden desarrollar fuerzas de reacción cuando hay un movimiento de masa (sistema pasivo). Macro 1 analiza separadamente los mecanismos de los anclajes y del revestimiento en malla. Sin embargo, debido a que la

variación del espaciamiento entre los bulones hace cambiar dramáticamente la carga sobre el revestimiento de malla, el programa se basa en el siguiente un proceso iterativo (Figura 3).

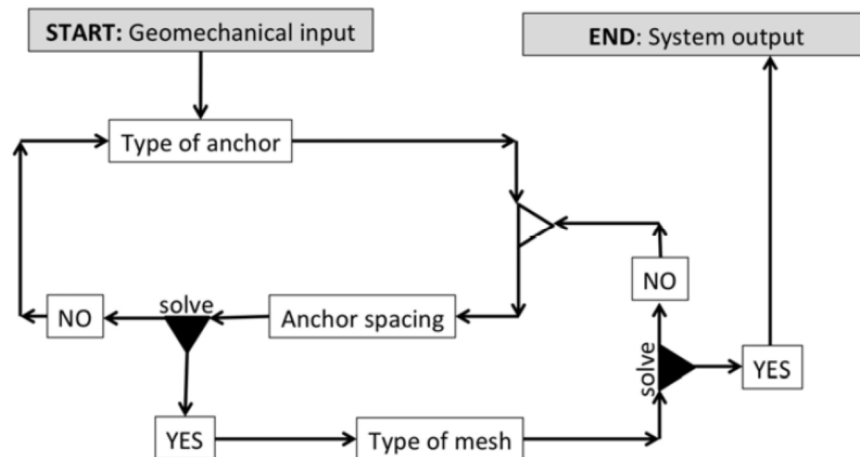


Figura 3 – Procedimiento iterativo para la verificación de los bulones y la malla

Para verificar la cuadrícula de bulones, considerando que tienen comportamiento pasivo, el cálculo supone que la parte inestable se encuentra en condición de equilibrio límite, donde el factor de seguridad es igual a 1,0. Por lo tanto, las fuerzas resistentes tienen el mismo valor de las fuerzas motrices. A partir de aquí, se determina la longitud del bulón considerando que su longitud debe ser superior al grosor de la inestabilidad, y debe permitir que la barra llegue a la zona estable.

Seguidamente, el programa verifica la malla a rotura y a estado límite ultimo considerando la posibilidad de que algunos bloques secundarios podrían deslizarse entre los bulones según el plano con inclinación α , donde α es menor que la inclinación del talud β , y empujar sobre la malla. Siendo el tamaño máximo de bloque que empuja por metro lineal de revestimiento dependiente del espesor s y de la separación vertical entre dos bulones. Puesto que el empuje de la carga es asimétrico y la malla se deforma de forma desigual, las fuerzas que actúan sobre el revestimiento se representan con el siguiente esquema simplificado (véase la figura 4) donde:

F – Es la fuerza desarrollada sobre la malla por los bloques deslizándose entre los anclajes según el plano inclinado a α

T – Es la fuerza que actúa sobre el plano del revestimiento, que se eleva cuando los bloques deslizantes tocan el revestimiento. La fuerza se puede desarrollar porque hay una gran fricción entre la malla y los bloques. El revestimiento, que se considera anclado sólo en la parte superior, reacciona a T con la resistencia a la tracción de la malla.

M – Es la fuerza de punzonamiento desarrollada por los bloques perpendiculares al plano del revestimiento. La fuerza se desarrolla ya que existen varias restricciones laterales, como el anclaje (fuerte sujeción) y las siguientes mallas (restricción débil). La magnitud de M depende en gran medida de la rigidez de la malla: cuanto mayor es la rigidez de la membrana más eficaz.

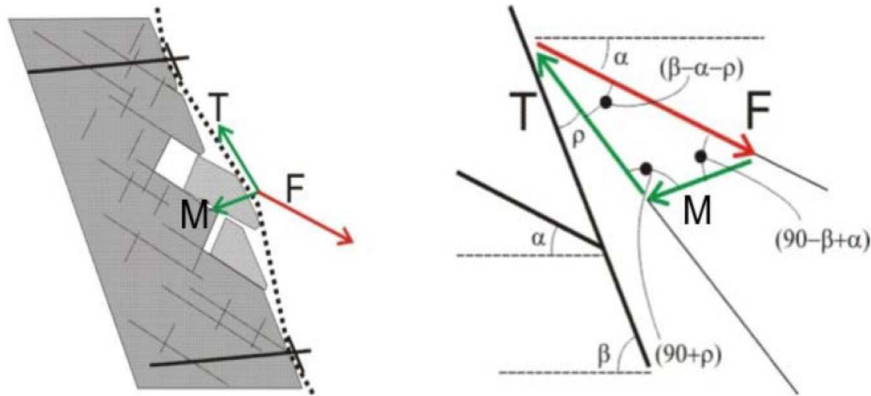


Figura 4 – Esquema de fuerzas que actúan sobre la malla del sistema flexible

El estado límite último (ELU) de la malla se satisface cuando:

$$T_{adm} - T \geq 0$$

Donde:

T_{adm} : Resistencia a la tracción admisible de la malla

La resistencia a la tracción admisible de la malla es:

$$T_{adm} = T_m / \gamma_{MH}$$

Donde:

T_m : Resistencia a la tracción de la malla

γ_{MH} : Coeficiente de seguridad para la reducción de la resistencia a la tracción de la malla. El coeficiente mínimo de seguridad no debe ser inferior a 2,50. Debido a que casi nunca la superficie del talud es plana y lisa como en el modelo ideal.

Seguidamente, se verifica la malla a Estado Límite de Servicio (ELS), el cual nos proporciona información relativa a la mayor o menor necesidad de mantenimiento requerida en el sistema, riesgo de que se “desnuden” los bulones superiores y de la posibilidad de

interferencia con la infraestructura y como consecuencia de desplazamientos excesivos.

El estado límite de servicio se satisface si:

$$B_{ulg} - Z_{bulg} \geq 0$$

Donde:

$B_{ulg} = D_{mbulg} / \gamma_{mbulg}$ = Desplazamiento admisible

D_{mbulg} : Desplazamiento máximo permitido en proyecto

γ_{mbulg} : Coeficiente de seguridad. Su valor varía entre 1,50 (Debidamente instalado en un talud con superficie plana) y 3,00 (instalado incorrectamente en un talud con morfología irregular).

Z_{bulg} : Deformación de la membrana obtenida a partir dos resultados de los ensayos de punzonamiento definidos en las normas y según la fuerza de punción M (Figura 5).

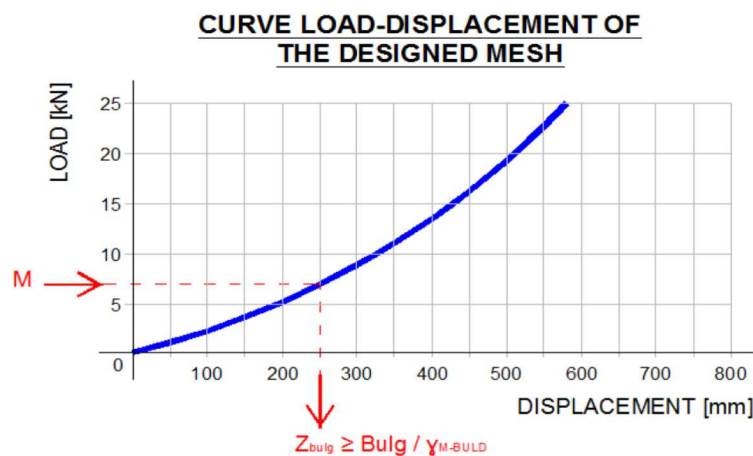


Figura 5 - Ejemplo de una curva carga – deformación

REFERENCIAS

- Bertolo P. , Giacchetti G., 2008 - An approach to the design of nets and anchors for surficial rock slope revetment – in Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection, June 23-25 2008, Morshach, Switzerland.
- Bertolo P., Ferraiolo F., Giacchetti G., Oggeri C., Peila D., e Rossi B., (2007): Metodologia per prove in vera grandezza su sistemi di protezione corticale dei versanti – GEAM Geingegneria Ambientale e mineraria, Anno XLIV, N. 2, Maggio-Agosto 2007.
- Bertolo P., Oggeri C., Peila D., 2009 – Full scale testing of draped nets for rock fall

- protection - Canadian Geotechnical Journal, No. 46 pp. 306-317.
- Bessegghini F., Deana M., Di Prisco C., Guasti G., 2008 – Modellazione meccanica i un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti di terreno, Rivista GEAM Geingegneria ambientale e Mineraria, Anno XLV, N. III dicembre 2008 (125) pp. 25-30 (in Italian)
- Bonati A., e Galimberti V., (2004): Valutazione sperimentale di sistemi di difesa attiva dalla caduta massi – in atti “Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio” - Trento 2004, Peila D. Editor.
- Cravero M., Iabichino G., Oreste P.P., e Teodori S.P. 2004: Metodi di analisi e dimensionamento di sostegni e rinforzi per pendii naturali o di scavo in roccia – in atti “Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio” – Trento 2004, Peila D. Editor.
- Ferraiolo F., e Giacchetti G., (2004): Rivestimenti corticali: alcune considerazioni sull'applicazione delle reti di protezione in parete rocciosa – in atti “Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio” – Trento 2004, Peila D. Editor.

EMPLEO DE REDES DE CABLE DE ACERO EN LA ESTABILIZACIÓN DE MUROS DE ESCOLLERA FALLADOS. CASO PRÁCTICO

Pedro A. BENITO DE LAS HERAS

Ing. Téc. de Minas – Director Técnico
Malla Talud Cantabria, S.L.

RESUMEN

El sistema basado en el empleo de redes de cables para la protección frente a la caída de rocas y la estabilización superficial tiene un campo de aplicación muy amplio dada su versatilidad, ya que al estar constituidos por una membrana continua, prácticamente pueden aplicarse sobre cualquier tipo de talud rocoso, independientemente de su grado de meteorización, estado de la superficie, etc.. siempre que la red y los elementos componentes del sistema sean capaces de soportar los empujes con un adecuado factor de seguridad.

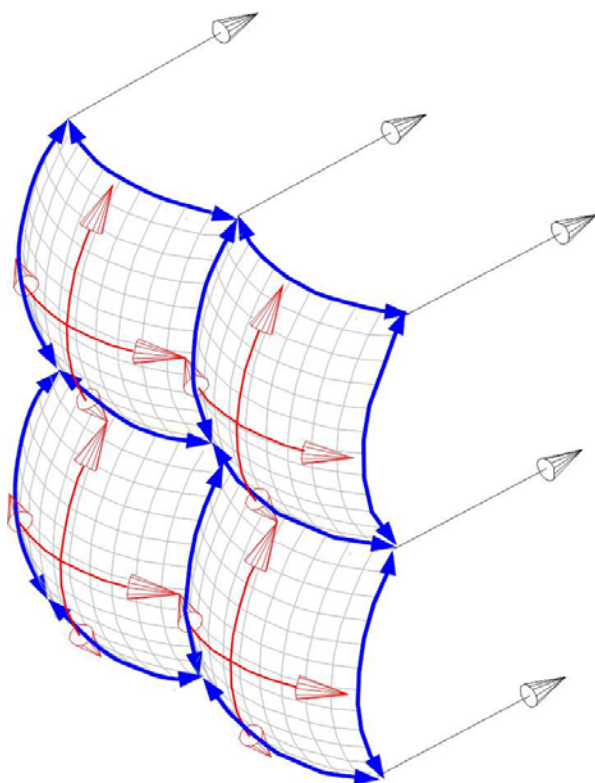
El esquema general de funcionamiento del sistema se basa en el principio del empleo de las membranas flexibles ancladas. Una membrana flexible sometida a esfuerzos de tracción con una cierta curvatura, ejerce una presión sobre la superficie en la cual se apoya. Para que se generen los esfuerzos de tracción, el sector de membrana afectado deberá estar arriostrado y anclado a la zona estable del terreno. La presión que esta ejerce sobre la superficie debe ser soportada por el sistema de anclajes. Este esquema es la base del modelo físico de trabajo del sistema de sostenimiento continuo aplicado a la superficie de anclajes.

Se describe el cálculo y la instalación del sistema de redes de cable sobre una escollera fallada situada en la A-8 PK 260+600 MD, la cual por su ubicación y disposición, amenazaba con la caída de bloques sobre la calzada. Se analizará la estabilidad y los empujes de la misma, para definir el refuerzo necesario a aplicar.

1. INTRODUCCIÓN

Se define como redes de cable de acero para la protección activa contra la caída de rocas al sistema de soporte superficial de laderas y taludes, constituido por paños de redes de cables de acero, mallas de alambre y cables de acero, fijada al terreno por medio de anclajes pasivos o activos. Este sistema está basado en el empleo de elementos flexibles, aplicados de forma continua en toda la superficie inestable de la ladera o talud, como soporte de empujes superficiales del terreno o como elemento de sostenimiento y reparto de cargas al ser combinadas con un sistema de anclajes activos.

El sistema instalado debe satisfacer las exigencias de soporte requeridas y de deformación límite, debiendo estar avalado por un método de cálculo aceptado y convenientemente certificado. Las propiedades de carga-deformación de las redes empleadas deben estar avaladas mediante ensayos de laboratorio.

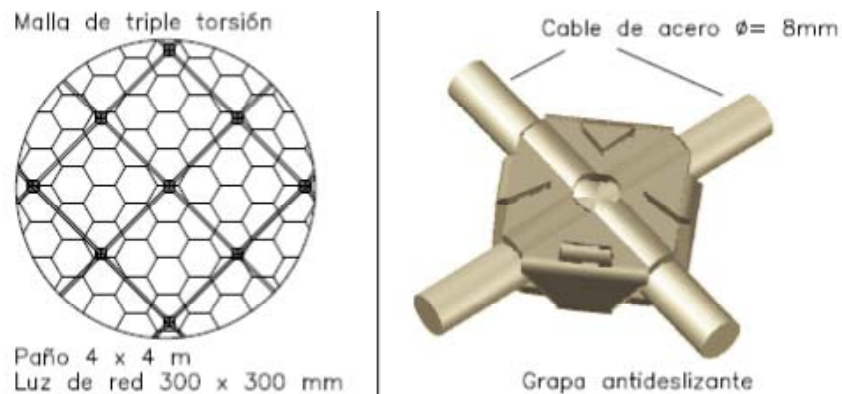


Los principios de funcionamiento de un sistema a activo de redes de cable de acero son comunes a cualquier sistema activo de protección aplicado en la superficie del terreno:

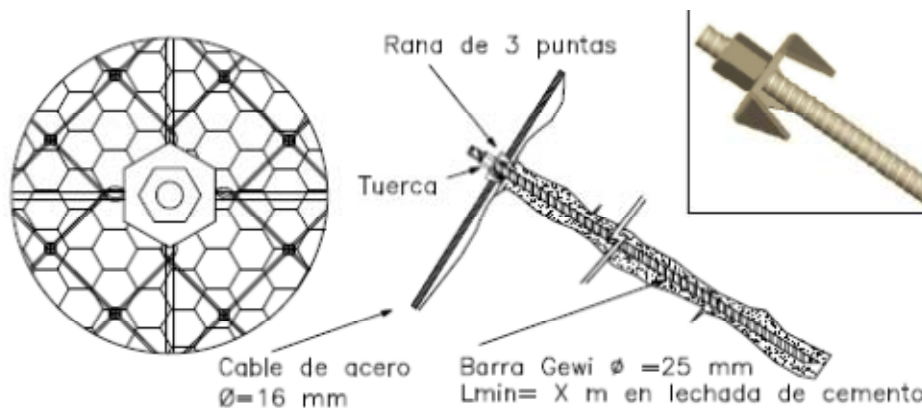
- Que el elemento de soporte se encuentre en contacto directo y continuo con la superficie del terreno.
- Que posea un sistema de anclajes capaces de soportar los empujes del terreno.
- Que el elemento flexible de sostenimiento tenga un desplazamiento limitado al entrar en carga.
- Que las conexiones puntuales entre el sistema y los anclajes sean capaces de transmitir de forma segura los empujes ejercidos por el terreno.
- Que la solución de conexión entre los paños adyacentes del elemento soporte sea capaz de garantizar la continuidad del sistema.

1. FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE REDES DE CABLE.

El esquema general de funcionamiento del sistema se basa en el principio del empleo de las membranas flexibles ancladas. Una membrana flexible sometida a esfuerzos de tracción con una cierta curvatura, ejerce una presión sobre la superficie en la cual se apoya. Para que se generen los esfuerzos de tracción, el sector de membrana afectado deberá estar arriostrado y anclado a la zona estable del terreno.



La presión que esta ejerce sobre la superficie debe ser soportada por el sistema de anclajes. Este esquema es la base del modelo físico de trabajo del sistema de sostenimiento continuo aplicado a la superficie de anclajes.



El criterio para decidir entre los distintos tipos de soluciones con redes de cable será el valor de soporte unitario (kN/m^2) que es capaz de ejercer la membrana superficial para la tensión de trabajo de todos los elementos del sistema. La tensión de trabajo de los componentes del sistema se tomará afectando valores de tensión de rotura por un factor de seguridad ($FS \geq 1,67$), igual al empleado para definir la carga de trabajo de los anclajes.

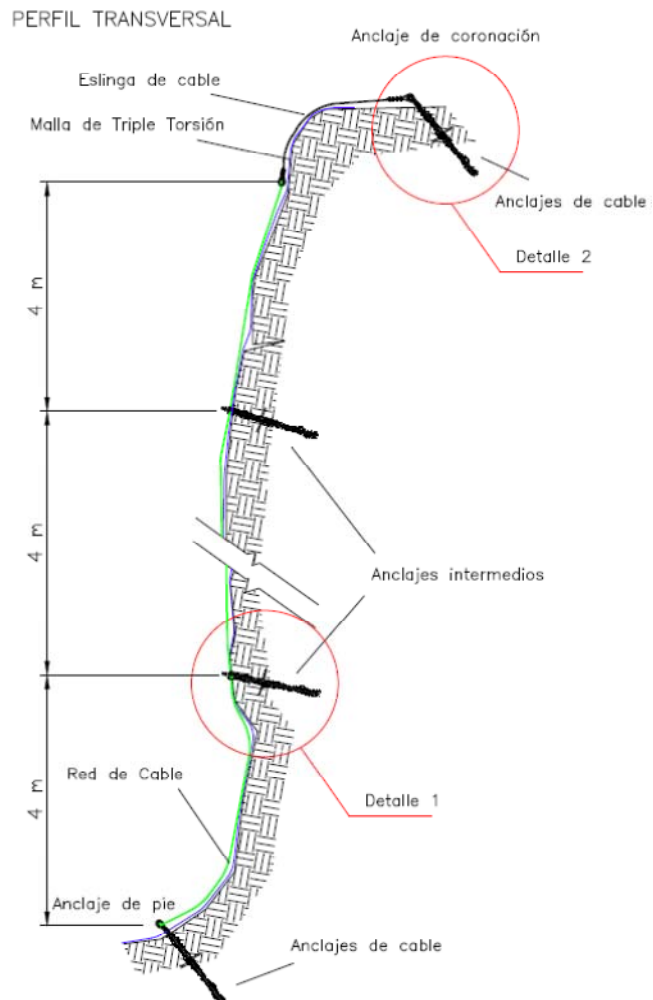
El sistema basado en el empleo de redes de cables de acero para la protección frente a la caída de rocas y la estabilización superficial tiene un campo de aplicación muy amplio dada su versatilidad, ya que al estar constituidos por una membrana continua, prácticamente pueden aplicarse sobre cualquier tipo de talud rocoso, independientemente de su grado de meteorización, estado de la superficie, etc... siempre que la red y los elementos componentes del sistema sean capaces de soportar los empujes con un adecuado factor de seguridad.

El empleo de este sistema frena los procesos erosivos, favoreciendo la retención de materiales orgánicos, la fijación de las semillas y crecimiento de la vegetación, incluso en taludes rocosos fracturados y húmedos. En el caso de bloques aislados, inestables pero sanos, sin fracturas ni alteración que por diversas razones no pueden ser purgados, se pueden utilizar redes de cables de acero que envuelvan el bloque y que junto a cables metálicos anclados y puestos en tensión, fijen el bloque en su posición al terreno.

Otra aplicación es el empleo de este sistema en graveras reptantes y en zonas de acumulación de derrubios procedentes de la erosión de las laderas rocosas, para la fijación de las mismas y evitar su movimiento global y el desprendimiento de los elementos que lo conforman.

2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA.

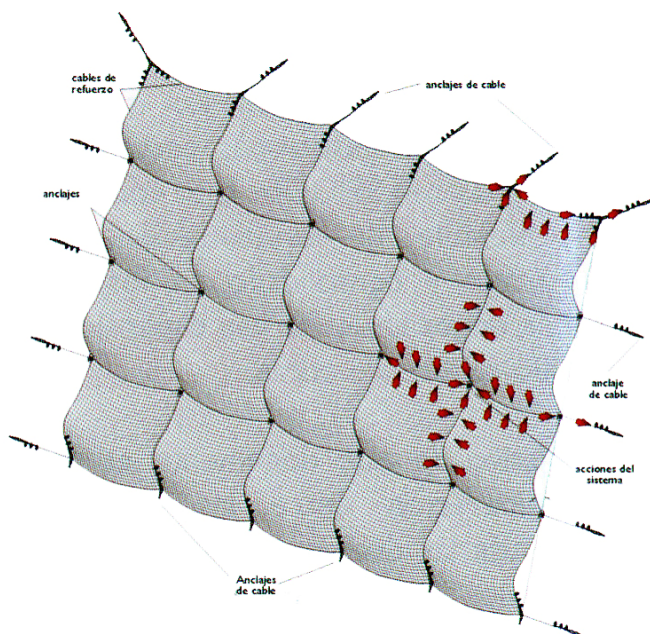
El elemento de soporte consiste en una red de cables de acero, que se presenta habitualmente en paños compuesto de cables de acero galvanizado de 8 mm de diámetro en forma de rombos de luz de malla de 300x300, 250x250 ó 200x200 mm, generalmente colocada sobre una malla de alambre galvanizado de triple torsión 8x10/15 ó /16,



adosadas directamente a la superficie de la ladera o talud de desmonte en roca.

Los paños de red están unidos vertical y horizontalmente con cables de acero de diámetro desde 14 a 22 mm. La red irá adosada al terreno mediante barras de acero autorroscables tipo GEWI de diámetro variable en función del soporte máximo a conferir al terreno.

La modulación por lo general coincide con el tamaño de las redes y se puede variar para adaptarse a las irregularidades de la superficie del talud o ladera. Generalmente, y aunque



no sea una práctica muy extendida, será necesarios anclajes adicionales para garantizar el contacto de la mayor parte de la superficie de las redes con el terreno.

Los cables de acero garantizan un soporte continuo de la red. Los empujes ejercidos por la superficie del talud sobre la red son transmitidos, por esta hacia los cables. Los que a su vez los transmiten hacia los nudos de anclaje (ubicados en la intersección de los cables horizontales y verticales de cosido y refuerzo) y de aquí al terreno.

Para la sujeción de los cables a los anclajes interiores se utilizan placas especiales de forma hexagonal. Estas fijaciones facilitan considerablemente el montaje, evitan que los cables se separen del anclaje al entrar en carga el sistema, con lo que aumenta la fiabilidad de la solución y ayudan al adosado del sistema a la superficie.

En el interior se colocarán los anclajes adicionales que se estime necesario en puntos específicos del talud, preferentemente en las zonas deprimidas para mejorar el adosado de la red.

Para el caso en que la superficie del terreno sea muy irregular, los cables de cosido y refuerzo se independizan de la red, siendo ubicados por encima de esta en las zonas deprimidas del talud. Los paños de red contiguos se cosen con cable de acero de 8 mm y los anclajes se colocan a lo largo de los cables de refuerzo, soportando y adosando todo el sistema a la superficie.

La fijación del sistema en la zona de la coronación del talud, se realizará mediante anclajes de cable, espaciados según las dimensiones de los paños (4 x 4 m, 3x3 m), y

excepcionalmente, se pueden espaciar independientemente de las dimensiones de éstos, y unidos al cable superior mediante eslinga de montaje de cable de acero. Por todo el borde superior de la red se coserá un cable de acero que irá fijado en ambos extremos con anclajes de cable.

La parte inferior se terminará con un cable horizontal que irá entrelazado por dentro los rombos de la red y fijado al terreno con anclajes de cable.



Los cables horizontales, se fijan en los laterales mediante anclajes de cable. El empleo de anclajes de cable en todo el perímetro garantiza la absorción de las fuerzas de tracción evitando los esfuerzos de cortante en las barras extremas

Para longitudes de tratamiento importantes, el cable de coronación y los cables horizontales, deben interrumpirse cada 40 50 m aproximadamente para facilitar las labores de montaje, tensado y remate del sistema.

3. CASO PRÁCTICO.

El muro de escollera ejecutado tiene una longitud de 45-50 mts y una altura máxima de 8 mts, con 1,5 mts de anchura en la coronación. Las medidas estabilizadoras se aplicaron en una longitud de 44 mts.

Se da la circunstancia que esta escollera se construyó originariamente para dar anchura suficiente a un camino de servicio que discurre en cabecera, y la propia escollera se realizó a media altura del talud de excavación existente en la propia autovía.



Con el paso de los años, la meteorización de los materiales inferiores, la escasa anchura del apoyo inferior de la propia escollera, y los empujes de las zonas superiores, sobremanera por aporte de agua de infiltración, la escollera ha empezado a dar signos de desplazamientos en algunas de sus rocas, así como de asentamiento en las inferiores.

En la zona de cabecera, en el camino de servicio se observan algunas grietas producto de los asentamientos y recolocación de las rocas, por donde se filtra gran cantidad de agua a la estructura interna de la escollera.

La profundidad del desplazamiento siempre estará limitada por la altura de la propia escollera, pero al estar a mitad de altura del talud existente, cabe la posibilidad que algún bloque ruede hasta la propia calzada y hay poco espacio entre el pie del talud y la autovía.

No considera la disposición de los estratos ni las discontinuidades del desmonte ya que la profundidad del movimiento afecta básicamente a suelos alterados. Los materiales que componen el desmonte son de margas grises con capas delgadas de areniscas turbidíticas, calizas arenosas y dolomías, y areniscas conglomeráticas.



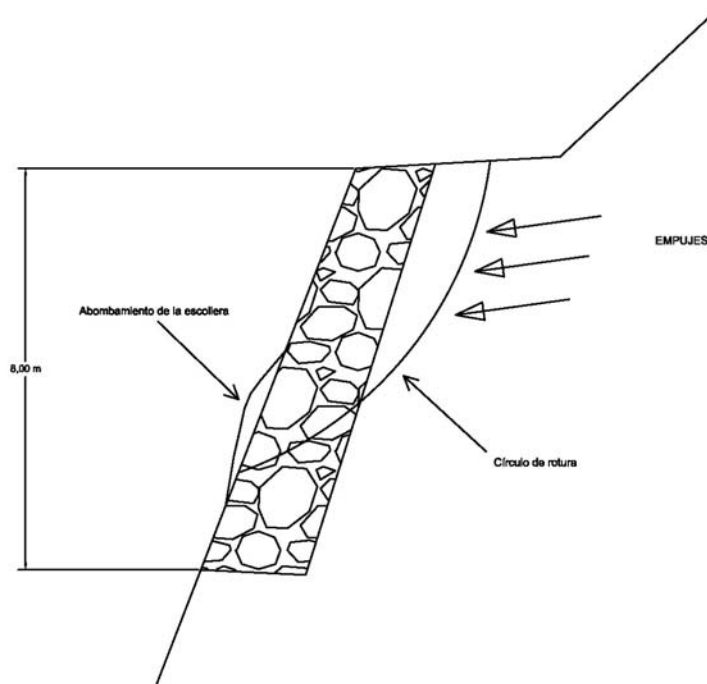
4. ANALISIS DE ESTABILIDAD Y DE LOS EMPUJES.

Se considera que el fallo se produce debido a los empujes que existen a lo largo de una superficie de rotura circular que pasa directamente por el pie de la escollera. La masa de la escollera y el cortante creado en la base de la misma son insuficientes para la estabilización de la propia ladera.



Para el cálculo del equilibrio del conjunto desmonte-escollera se tomó topográficamente la zona afectada, determinándose el perfil transversal de la ladera y la posición de las grietas existentes.

El perfil corresponde con la zona de mayores empujes donde la escollera está “abombada”, mayor distancia a la grieta superior y mayor pendiente del terreno excavado.



Así, los cálculos de estabilidad se realizaron empleando estos parámetros:

	Suelos de areniscas	Material de escollera
$C \text{ (kN/m}^2\text{)}$	2	0
$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	35	70
$\gamma_{\text{suelo}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	22	20

En este caso, el factor de seguridad de la circunferencia pésima resultante del cálculo de estabilidad es de $FS = 0,945$.

De este modo, en el modelo de cálculo, la fuerza estabilizadora necesaria, se introduce como un soporte en la cara exterior de la escollera (kN/m^2) o como una fuerza total concentrada en kN/m , para obtener un Factor de Seguridad global en el desmonte mayor de 1,67.

Así, repitiendo el análisis de estabilidad para estas condiciones obtenemos:

Soporte necesario = 76 kN/m para un $FS > 1,67$

El sistema de soporte debe proporcionar un apoyo de al menos $9,50 \text{ kN/m}^2$.

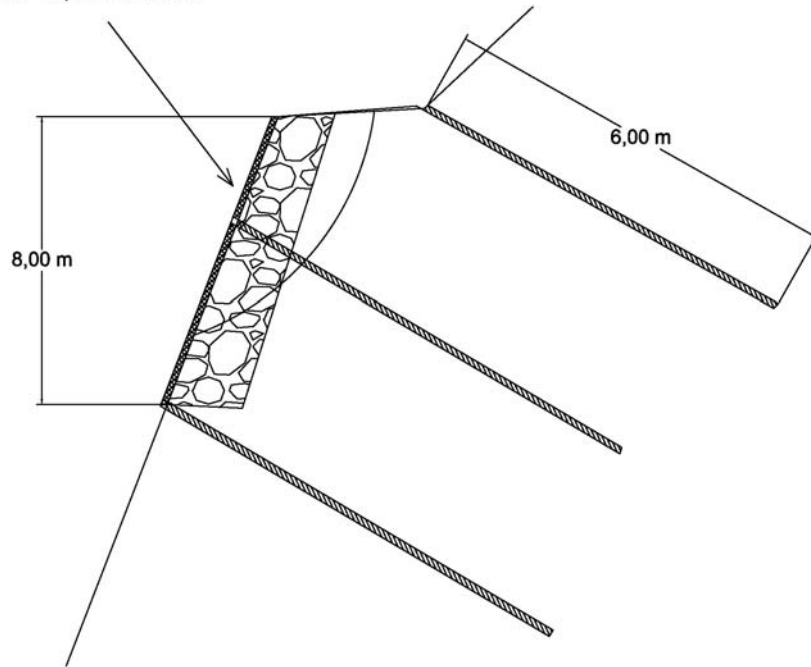


5. SOLUCIÓN PROPUESTA.

Para el refuerzo de la escollera se empleó como elemento de sostenimiento, una membrana flexible, compuesta de paños de red de cable, combinada con anclajes pasivos, con una capacidad acorde con el empuje calculado.

Se adoptó una cuadrícula de anclajes de 4×4 mts, coincidente con las dimensiones de los paños, y al tener la escollera 8 mts de altura, la distribución de estos quedaría en 3 filas horizontales de anclajes.

Sistema de red de cables
4x4 mts - Soporte 10 kN/m²



Las filas de la coronación se alejarían por detrás de la zona de rotura mediante el empleo de eslingas de cables de acero, anclando en partes del terreno completamente sanas e inalteradas.



De este modo, la configuración del tratamiento, quedaría finalmente:

- Red de cables de acero de 8 mm y luz romboidal de 300x300 mm.
- Anclajes de coronación, pie e intermedios de 6,00 mts
 - o Carga de trabajo de los anclajes 100 kN con FS=2
- Soporte unitario del sistema: 10 kN/m².
- Factor de seguridad del sistema: 1,67

12. CONCLUSIONES

La solución basada en redes de cable cumple con las necesidades de soporte necesario estimado para la zona del talud a tratar. Esta afirmación se puede basar en la exposición de las prestaciones del citado sistema de estabilización, bien comprobada en diferentes taludes tratados con ella en toda la Cornisa Cantábrica y resto de España.

Dichas prestaciones son:

- Sistemas de estabilización fundamentados en un procedimiento de ingeniería de análisis y diseño el cual permite, además del dimensionamiento coherente de todos los elementos componentes, conocer los valores de presión o soporte que pueden ejercer sobre el terreno, lo cual hace de fácil aplicación a partir de los cálculos de estabilidad de los desmontes.
- Sistemas fiables, dimensionables con la posibilidad de introducción de los factores de seguridad adecuados.
- No se requieren los dados de hormigón como cabezas de reacción, apoyo y reparto de las cargas de los bulones en la superficie del terreno. Este aspecto posibilita la aplicación de las técnicas del bulonado a terrenos fragmentados, sueltos o a rocas blandas e incluso degradables por efectos de la meteorización donde el bulonado se dificulta, no es segura la eficiencia del resultado del mismo o lo imposibilita.
- Prácticamente no se necesita la preparación de la superficie de los taludes fallados (reperfilados y movimientos de tierras), para su aplicación.
- Pueden instalarse con medios ligeros de trabajo, de forma que los trabajos de instalación no serían excesivamente penosos, tanto para los instaladores, como para las personas que pueden verse afectadas en su trabajo o vivienda habitual.
- Garantiza un drenaje natural del terreno garantizado, al no interferir el flujo natural de las aguas que emanan del subsuelo.
- Respeto al medio ambiente, con un reducido impacto ambiental.
- No impiden la revegetación natural de los taludes.
- Sistemas compatibles con las técnicas de revegetación acelerada de los taludes.
- Incremento de la seguridad de las obras. En macizos fracturados, abiertos y

movidos o en cuñas, se realiza la perforación de los bulones una vez colocada la red de cables, evitando accidentes en caso de movimientos de las rocas durante los trabajos de perforación.

- Posibilita la evaluación del comportamiento futuro del talud, siendo posible detectar posibles fallos y aplicar las medidas correctoras oportunas durante la explotación, en forma sencilla y económica.

-

REFERENCIAS

- CASTRO FRESNO, D. (2000). “Estudio y análisis de las membranas flexibles como elemento de soporte para la estabilización de taludes y laderas de suelos y/o materiales sueltos”. Tesis Doctoral.
- DA COSTA GARCÍA, A.; SAGASETA MILLÁN, C. (2000). “Análisis de la inestabilidad superficial de un talud en suelo sometido a presiones normal y tangencial en su superficie”. Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte. Comunicación nº 101.
- Documentación y catálogos comerciales de Malla Talud Cantabria, S.L.
- Documentación y catálogos comerciales de Iberotalud, S.L.
- JIMÉNEZ SALAS, J. A.; DE JUSTO ALPAÑÉS, J. L.; SERRANO GONZÁLEZ, A. A. (1981). “Geotecnia y Cimientos II. Mecánica del suelo y de las rocas”. Editorial Rueda, Madrid.
- MINISTERIO DE FOMENTO. Secretaría General Técnica de la Dirección General de Carreteras (2003). “Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en las obras de carreteras”

EXPERIENCIA EN EL EMPLEO DE SISTEMAS FLEXIBLES DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL USO DE MALLAS Y REDES COMO MEMBRANAS DE ALTA PRESTACIONES Y BAJA DEFORMACIÓN REFORZADAS CON CABLES

Juan Antonio TORRES VILA*, Jesús Miguel LLANO FLOREZ†

* CEO –Dr. Ing.
3S Geotecnia y Tecnología S.L.

† Ing. de Caminos, C. y P.
3S Geotecnia y Tecnología S.L.

RESUMEN

En este artículo se repasa la historia y experiencia en el campo de los sistemas de estabilización de taludes que emplean membranas flexibles de altas prestaciones y baja deformación, reforzadas con cables verticales y/o horizontales. Esta tecnología, de tan generalizada, ha caído en algunos casos en un mal uso, lo que ha llevado en los últimos años a fomentar una desconfianza en estos sistemas producto de la pérdida del conocimiento en aras del empirismo, fomentado muchas veces por políticas comerciales de las grandes empresas fabricantes. Se reivindica en este artículo la validez e idoneidad de estos sistemas siempre y cuando se basen en fundamentos técnicos, rigurosos y contrastados tanto en su dimensionamiento como en su uso, así como la necesidad de establecer criterios técnicos comparativos entre las diferentes soluciones existentes que permita seleccionar las soluciones apropiadas para cada situación.

1. INTRODUCCIÓN

La experiencia adquirida en los últimos 25 años proveniente tanto del desarrollo teórico, del diseño así como de la puesta en obra de los sistemas flexibles de estabilización de taludes, junto con la participación como proyectistas y consultores en gran número de proyectos de taludes y laderas inestables y de índole geotécnico, han permitido a los autores de este artículo adquirir un profundo dominio y del empleo de estos sistemas. Resultado de ello, se han introducido una serie de avances y mejoras, tanto en su diseño como en su puesta en obra, a la vez que ha permitido desarrollar nuevos productos. Estas mejoras, junto a los avances técnicos propios de la tecnología, han logrado optimizar estas soluciones geotécnicas, las cuales durante los últimos años se han extendido de manera generalizada en nuestro país.

Lo anterior resulta fundamentalmente en un incremento de los niveles de soporte ofrecidos por estos sistemas, bien por una mejora del comportamiento carga-deformación de los materiales empleados, bien por un empleo racional de los mismos en cuanto a su función

dentro de los sistemas. Se consigue también una reducción de costes por ahorro y optimización de materiales y simplificación de la mano de obra para su instalación.

Pero a todo lo anterior no se habría llegado si no hubiésemos sido críticos, principalmente con nuestro propio trabajo, o si no hubiésemos aprendido un poco de los éxitos y un mucho de los fracasos que hemos observado en el empleo de estos sistemas, o si por nuestra parte no hubiese existido un esfuerzo permanente en intentar mejorar lo ya existente. Por ello, ha sido muy importante conocer sin olvidar la historia y la evolución de estos sistemas; desde los primeros intentos de establecer soluciones y bases de cálculo, pasando por el desarrollo de otras soluciones de protección y guiado de desprendimientos, que sin ser sistemas propiamente dichos, por su fácil concepción y ejecución así como por su bajo coste, se han popularizado enormemente. Pero en este camino se han cometido errores técnicos o conceptuales que han generado cierta desconfianza en los sistemas que realmente tienen una fiabilidad elevadísima; otras veces, se realiza un uso equivocado de los mismos, pero todo ello, se quiera o no, ha formado parte de su desarrollo y tiene en parte culpa de donde nos encontramos en la actualidad en el campo de aplicación de estos sistemas.

2. UN POCO DE HISTORIA

Fue a principios de los años 80 del pasado siglo cuando en Suiza surgen las primeras soluciones de estabilización de taludes basadas en la utilización de paneles de red de cable de acero con cables perimetrales combinadas con bulones de anclaje de tipo pasivo. Estas soluciones, pioneras en su inicio, contaban con una instalación extremadamente compleja y costosa, sin base teórica alguna que permitiese su dimensionamiento y aplicación a un problema geotécnico concreto: eran empleadas como alternativa al hormigón proyectado o soluciones de estabilización basadas en combinación de anclajes con vigas o muros de reparto, consideradas como rígidas.

Posteriormente, en los años 90 y concretamente en nuestro país, estas soluciones fueron revisadas y mejoradas a partir de una investigación teórica en la que se estudiaron los componentes de estas soluciones desde un punto de vista mecánico y bajo modelos físicos concretos de comportamiento. A la par, se desarrollan y validan los modelos físicos de comportamiento e interacción entre las membranas y el terreno, se desarrollan técnicas y equipos de ensayo y se dotan de una base de cálculo racional que permitió su dimensionamiento con carácter analítico y se simplifica enormemente su instalación y se desarrollan nuevos componentes como las placas Delta. Es en este momento cuando se puede hablar de estas soluciones como verdaderos "sistemas flexibles de estabilización de taludes" ya que cuentan con un modelo de dimensionamiento y cálculo analítico con base científica, dejando atrás el empirismo.

Es a partir del año 1993 cuando se comienza a trabajar en el desarrollo de productos y tecnología específica para la estabilización de taludes, basándose fundamentalmente en el empleo de paneles de redes de cable como membrana flexible dentro de estos sistemas. Este

trabajo y los anteriores mencionados, fueron dirigidos y coordinados por el Dr. Ing. Juan Antonio Torres Vila. Partiendo de técnicas y materiales tradicionales, se diseñan una serie de soluciones identificadas por un denominador común hasta entonces no empleado: la **capacidad de soporte del sistema**, o en otras palabras, los kN/m^2 ofrecidos por un sistema flexible de estabilización de taludes. Al mismo tiempo, se presta interés en la puesta en obra de estos sistemas, por lo que se establecen rigurosos procedimientos de montaje que permiten conseguir tras su instalación en el talud, sistemas que cumplen con las condiciones o hipótesis establecidas en los modelos de dimensionamiento y de cálculo.

3. PRIMERAS ACTUACIONES EN TALUDES: SOLUCIONES Y SISTEMAS

Fruto del trabajo relatado con anterioridad, es a partir del año 1994 cuando comienzan a aparecer en España una serie de soluciones de aplicación en taludes y laderas en las que se empleaban fundamentalmente mallas de triple torsión y paneles de red de cable de acero. De entre estas, el conjunto de soluciones que empleaban solamente malla de alambre de triple torsión como elemento principal, no pueden ser consideradas como sistemas flexibles de estabilización de taludes. Estas mallas no cumplen los requisitos específicos para ser consideradas membranas flexibles de aplicación dentro de un sistema de estabilización ya que no ofrecen alta resistencia a tracción y al punzonamiento con baja deformación. No obstante, este tipo de soluciones permitieron concebir soluciones de protección de taludes de gran aplicación y empleadas en la actualidad, constituyendo una parte importante de las actuaciones que se llevan a cabo en nuestro país.

Así, se proponían para los taludes y laderas en roca soluciones basadas en el empleo de malla de triple torsión, tanto adosada (TTA) como en su versión reforzada con cables horizontales (TTR) y combinada con bulones de anclaje. Se proponían variantes para suelos y rocas muy blandas, en las que se complementaba con una geomalla para el control de la erosión (BBA y BBM respectivamente), donde incluso se proponían anclajes especiales hincados para suelos.

Al mismo tiempo que se extendían estas soluciones, se desarrollaron los primeros sistemas flexibles de estabilización de taludes. Estos se basaban en el empleo de paneles de red de cable de acero, que por razones constructivas y funcionales emplean malla de triple torsión. Así, se proponían sistemas basados en paneles de red de cable combinados con bulones de anclaje pasivo tipo GEWI de longitud limitada y para la estabilización superficial del terreno (CCA), junto con otros sistemas con paneles de red de cables de mayor potencia combinados con bulones de anclaje pasivo tipo GEWI y cuadrícula de bulonado más cerrada (CCS). Aparte de estas variantes planteadas para taludes y laderas en roca, existía una variante para suelos y rocas muy blandas que incluía una geomalla para control de la erosión (BBS).

Este conjunto de sistemas y soluciones desarrollados por D. Juan Antonio Torres Vila, tanto las basadas en redes de cable de acero como en mallas de triple torsión, fueron dimensionadas y específicamente definidas en detalle con la intención de plantear una posible estandarización y normalización basadas en la capacidad de soporte de los mismos.

Inicialmente fueron denominadas conjuntamente bajo el nombre de “protecciones activas contra la erosión”, término que no debe confundirse con el hecho de emplear en la estabilización bulones de tipo activo o de que la solución, por si misma, esté “empujando” el terreno. Este término hace referencia a la clasificación de los sistemas en “pasivos” – los que actúan después de producirse el desprendimiento – y “activos” los que actúan directamente sobre el foco potencial del desprendimiento antes que este se movilice.

4. MALLAS DE TRIPLE TORSIÓN: LA SOLUCIÓN MAS USADA EN TALUDES

Si bien las soluciones que se plantearon en aquel momento en las que se empleaban mallas de triple torsión no pueden ser consideradas como sistemas flexibles de estabilización, por su generalizado uso como soluciones de protección y guiado de desprendimientos, bien merecen unos comentarios y recordar su evolución.

Las mallas de triple torsión, por su procedimiento de fabricación e instalación y por la resistencia del alambre empleado, presentan una resistencia a tracción y al punzonamiento. Por ello, estas mallas no pueden ser empleadas como membrana flexible dentro de un sistema flexible de estabilización, donde por definición, se requiere un elemento de alta resistencia a tracción y punzonamiento pero con baja deformación en condiciones de trabajo.

No obstante, su bajo coste y el hecho de que sea un producto común y fácil de trabajar, han propiciado su uso generalizado en diferentes soluciones de protección y guiado frente a desprendimientos de suelos y rocas. Así, junto a las ya definidas anteriormente, soluciones de existe la versión de solución con mallas de triple torsión colgada (TTC) que junto a la adosada (TTA) son las que copan las mayorías de las actuaciones en taludes y laderas.

En aquel intento inicial de estandarización, las soluciones TTR y BBM en las que la malla de triple torsión se disponía reforzada con cables horizontales, fueron diseñadas con los mismos conceptos que actualmente son usados para el diseño de los sistemas flexibles de estabilización de taludes con membranas anisótropas (modelo cilíndrico de comportamiento), pero con procedimientos de análisis y diseño sencillos basados en esquemas simplificados de funcionamiento y en ensayos de laboratorio que determinaban las características mecánicas de las mallas de triple torsión y demás elementos componentes.

No obstante, se vuelve a insistir, en que la baja resistencia a tracción y punzonamiento junto con la excesiva deformación que presentan estas mallas, hace que su empleo esté limitado en el campo de la estabilización de taludes. Pero no debemos olvidar que su desarrollo marcó el origen de los actuales sistemas flexibles de estabilización de taludes, y que fueron sus desventajas las que obligaron a la tecnología a evolucionar hacia membranas flexibles de altas prestaciones, o lo que es lo mismo, de alta resistencia y baja deformación que generalmente son en la actualidad combinadas con cables de arriostre y transmisión de carga a los anclajes.

Cabe mencionar que hoy en día existe una versión de la solución denominada TTR en la que

la malla de triple torsión es combinada con bulones de anclaje, generalmente de tipo GEWI y longitud limitada, siendo reforzadas con cable dispuesto en diagonal a modo de cordón de zapato. La bondad de esta solución frente a la descrita con cable horizontal es discutible, partiendo del principio de que todas presentan la deficiencia de la baja resistencia y alta deformación de la malla de triple torsión. A esto, hay que añadir el tipo de conexión entre paños de malla (generalmente por retochado o retorcido de los alambres) que no consigue una conexión continua y resistente, a lo que se suma la falta de vinculación de la malla a los cables de refuerzo. Cada uno de estas circunstancias por si solas, y por consecuencia, por su suma, hace que cualquier concepción de sistema o cálculo de soporte quede imposibilitado ya que no se constituye en un sistema flexible. La falta de continuidad y homogeneidad en la malla imposibilita la transferencia de los esfuerzos de la malla a los cables; además, estos cables no están vinculados a la malla ya que están simplemente posados; y por último, es poco fiable la transferencia efectiva de los esfuerzos producidos por el terreno a los bulones de anclaje, a la par que se genera excesiva deformación en la malla (bolsas de material movilizadas) ante desprendimientos del terreno existente entre la malla y el talud.

Si queremos destacar que producto de aquel intento inicial de estandarización, y a pesar de que de vez en cuando aún se sigue encontrando en las descripciones de estas unidades de obra la singular correa de hormigón en coronación del talud (generalmente, por no decir casi siempre, de difícil ejecución y sin fundamento técnico), se ha generalizado su uso tal y como entonces se definieron, y por ello se usan cables de acero de alma metálica de 16 mm y de 12 mm en coronación y pie respectivamente, o al empleo de cable de 12 mm como cable de refuerzo, que fueron establecidos en aquel primer intento de uniformizar estas soluciones.

También se suele encontrar una disparidad de criterios para fijar estas soluciones en coronación, donde se pueden disponer desde bulones de anclaje tipo GEWI a elementos de amarre tipo cachavas de acero corrugado convencional en forma de garrota. Han sido instaladores y proyectistas quienes, en el intento de hacer variantes más económicas, han ido involucrando esas soluciones iniciales que se habían definido bajo una concepción técnica y balanceada. El resultado son soluciones más simples y sencillas, pero donde se ha olvidado esa parte de la técnica que definía en concordancia los cables a emplear en la coronación y en el pie conjuntamente con la tipología, diámetro, longitud y espaciado de los anclajes propuestos, en función de la resistencia a tracción de las mallas confiriendo a la solución un soporte técnico.

Comentado esto, no quisiéramos extendernos más, ni entrar a valorar si es mejor emplear barras de anclaje o cachavas, o si en el refuerzo con cable en diagonal es mejor conformar un rombo con la diagonal mayor en la dirección vertical del talud o en la contraria, o cual debe ser la longitud mínima de los elementos de anclaje o la densidad de adosado interior. En aquel trabajo inicial se planteaba un dimensionamiento de la solución bajo el principio de fallo del componente más débil, acorde a las características específicas de los taludes (altura, tipo de material, peligrosidad y riesgo asociado). Pero hoy en día, todo aquel esfuerzo se ha diluido, dando lugar a una disparidad de criterios y opiniones en la definición de estas soluciones.

Es por todo ello, por lo que desde aquí nuevamente se reivindica una definición expresa de estas unidades de obra, o al menos, se defiende aquel intento de estandarización y definición específica de estas soluciones pero bajo un soporte técnico. El concepto de estas soluciones, que sin lugar a duda son económicas, fáciles de ejecutar y que funcionan como guiado de rocas pequeñas y de protección contra desprendimientos, es muy básico y conceptual. No obstante, por su uso generalizado, su buen comportamiento e idoneidad ante determinados problemas, estas soluciones debieran estar bien definidas y estandarizadas de modo que permitiese establecer unos criterios técnicos homogéneos en su diseño y en la puesta en obra.

5. LAS REDES DE CABLE: PRIMEROS SISTEMAS DE ALTA TECNOLOGIA

Los sistemas flexibles de estabilización de taludes (SFE) nacen bajo una característica común que es la de ser concebidos como membranas flexibles arriostradas en la totalidad de su perímetro y conectadas interiormente a los anclajes que complementan el sistema. Como membrana flexible se debe entender un elemento de elevada resistencia a tracción y punzonamiento directo, pero que presenta una baja deformación al ser sometida a acciones exteriores. La conexión interior de la membrana flexible a la cabeza de los anclajes se puede realizar de manera indirecta y continua, por medio de una conexión arriostrada a través de placas y cables de refuerzo y transmisión de cargas, o bien de manera directa, por conexión puntual a través de placas aisladas a la membrana, siendo esta de baja eficiencia por la limitada resistencia de la conexión.

Pero un sistema flexible de estabilización de taludes debe poseer además un procedimiento de diseño y una tecnología de instalación consecuentes entre sí, de manera que se garantice el comportamiento de la membrana flexible y del resto de componentes del sistema según las hipótesis establecidas en la resolución matemática del modelo físico de comportamiento asumido, lo que además permite dimensionar racionalmente todos sus componentes a partir de los parámetros mecánicos para ofrecer un soporte de estabilización determinado (kN/m^2).

La elección del sistema se realizará acorde al requerimiento geotécnico de soporte por determinación del empuje de un talud para un factor de seguridad, pudiendo ser a nivel local (en el interior de la cuadrícula de anclajes, y siempre con bulones pasivos) o a nivel global (tanto con bulonado activo como pasivo). Del análisis de estabilidad se obtendrá el soporte estabilizador requerido a garantizar por el sistema flexible de estabilización seleccionado.

Como se ha comentado, inicialmente se empleaban procedimientos de análisis y diseño simplificados basados en ensayos que determinaban las características mecánicas de los diferentes componentes, principalmente las membranas. Pero el hito que marca el inicio de lo que hoy se conoce como sistemas flexibles de estabilización de taludes (SFE) es el desarrollo y racionalización del uso de los paneles de red de cable de acero arriostradas continuamente y ancladas con bulones, con arriostre horizontal y vertical que se constituyen en cables de refuerzo y transmisión de cargas, a la vez que permiten la costura de los diferentes paños. Esta

tecnología fue introducida por el autor de este artículo, D. Juan Antonio Torres Vila, especialmente los todavía usados esquemas de montaje junto con la conocida placa de conexión, también denominada “rana” o placa “Delta”.

La tecnología y los procedimientos de montaje se han mantenido sin alteraciones hasta la actualidad. Lejos queda la primera aplicación en España de un sistema flexible basado en paneles de red de cables como sistema de soporte y estabilización en el Puerto del Musel en Gijón (Asturias) en el año 1995, tras la cual se desarrolla principalmente la tecnología de montaje fruto de la experiencia acumulada en posteriores y numerosas actuaciones. También queda lejos aquella primera red de cables combinada con bulones de anclaje activos (sí, están leyendo bien, anclajes activos, concretamente barras de anclaje tipo GEWI de 32 mm tesadas a 150 kN) a finales del año 1996 en la carretera N-629 en Ramales de la Victoria (Cantabria), donde se demostró la posibilidad del empleo de estos sistemas con esta tipología de anclaje pero siempre bajo un riguroso diseño y estricto procedimiento de montaje.

Fueron los buenos resultados obtenidos en estas y otras actuaciones, lo que empujó al desarrollo y perfeccionamiento de los modelos físico-matemáticos que caracterizan el comportamiento de estos sistemas. Esto permitió dotarlos de un procedimiento de análisis y diseño más elaborado que los utilizados hasta entonces. Fruto de la experiencia y de este trabajo, no solo se desarrollan los primeros manuales de diseño e instalación de los sistemas flexibles de estabilización de taludes basados en el empleo de paneles de red de cable de acero como membranas, sino que también se dan los primeros pasos en los procedimientos analíticos de cálculo geotécnico que permitían obtener los empujes locales ejercidos por el material dentro de la cuadrícula de anclajes, y que permitía definir los soportes requeridos.

El empleo de los sistemas definidos entonces establecía la tipología del paño de red de cable (tamaño del rombo interior, ya que el diámetro de cable y el tipo de grapa estaban definidos) conjuntamente con el tamaño del paño, necesariamente coincidente con la cuadrícula de bulonado. Además, se dimensionaban los cables de refuerzo horizontal y vertical para transmisión de cargas y que a la vez permitían coser los paños de cable adyacentes. También se dimensionaba el resto de accesorios, como son las placas tipo “rana” en tamaño, espesor y calidad de acero, junto con tipo y número de sujetacables y eslingas que completaban el sistema. Todo este trabajo llevó a estandarizar los sistemas configurados según la capacidad de soporte ofrecido con el factor de minoración de resistencias correspondiente.

Fruto de este trabajo, hoy en día está asumido, que un sistema flexible con paños de red de cable de 8 mm, tamaño del rombo interior de 300 mm y cuadrícula de bulonado de 4,0x4,0 m ofrece 10kN/m² de capacidad soporte si cuenta con cable de refuerzo horizontal y vertical de 14 mm, y que se debe combinar con al menos anclajes de barra de tipo GEWI de 25 mm (o equivalente), siempre y cuando la longitud del bulbo de anclaje estimado del bulón pasivo garantice su integridad frente al arrancamiento. También, nadie cuestiona que otro sistema constituido por paños de red de cable de 8 mm, tamaño del rombo interior de 200 mm y cuadrícula de bulonado de 3,0x3,0 m ofrece 20kN/m² de capacidad soporte si el cable de

refuerzo horizontal y vertical es de 16 mm, y que se debe combinar con al menos anclajes de barra de tipo GEWI de 28 mm (o equivalente), siempre y cuando la longitud del bulbo de anclaje estimado del bulón pasivo garantice su integridad frente al arrancamiento.

En ambos ejemplos se hace referencia al anclaje mínimo con el que se puede combinar en modo pasivo para garantizar las mencionadas capacidades soporte. Si los anclajes son activos, tanto la membrana flexible como la solución de anclajes deben garantizar la misma capacidad de soporte, por lo que en estos casos el anclaje mencionado para cada uno de los ejemplos sería el máximo compatible con la descripción del sistema (en términos de carga): es decir, la membrana flexible garantiza que es capaz de repartir sobre el terreno la carga transmitida por los anclajes, no solo una vez activados sino para su carga de trabajo.

6. ¿SON TODOS LOS SISTEMAS FLEXIBLES ACTIVOS?

En este punto y antes de continuar, quisiéramos explicar un falso mito o una mala interpretación ampliamente extendida y técnicamente injustificada relativa al funcionamiento de estos sistemas. Debemos recordar la posibilidad de encontrar sistemas flexibles de estabilización de taludes en los que se combinan membranas flexibles bien con anclajes activos como con bulones pasivos. Como antes se ha comentado, en el origen de estos sistemas conjuntamente con otras soluciones basadas en mallas de triple torsión, estos fueron agrupados bajo el término genérico de “protecciones activas contra la erosión”. El término pasivo se dejaba para definir soluciones como las pantallas o barreras dinámicas y obras de contención (caballones, diques, etc) que protegían frente a desprendimientos pero una vez movilizado el terreno.

Este término “activo” necesariamente no hace referencia a que se empleen anclajes activos, o que la membrana este empujando literalmente al terreno y se adquieran altos niveles tensionales en la misma. Este comportamiento “activo” se refería a la actuación directa sobre la superficie del terreno. Nada tiene que ver con el falso concepto extendido de que estas soluciones, por sí solas, generan una reacción de elevada magnitud sobre el terreno. Esto no sucede hasta que existe un movimiento del terreno, en el caso de sistemas combinados con bulones pasivos, o tras el momento de activación de los anclajes, si estos son activos.

Lo que sí existe, o al menos en las soluciones bien ejecutadas debiera existir, es un adosado o ajuste de la membrana al terreno producto del montaje seguido en el caso de combinación con bulonado pasivo. Esto es producto del cumplimiento de los pasos recogidos dentro del procedimiento de instalación y apriete de los elementos del sistema (cables y tuercas en cabeza de anclajes) lo que genera en el interior de la membrana y de los cables, un nivel tensional que se traduce en una reacción limitada contra el terreno.

El esquema general que describe el principio mecánico de funcionamiento de un sistema flexible de estabilización de taludes, se basa en la combinación de una membrana flexible de elevada resistencia a tracción y punzonamiento y baja deformación con bulones pasivos,

donde los empujes ejercidos por el terreno son soportados por la membrana flexible que entra en tracción generando una presión de reacción sobre la superficie del terreno, transmitiendo esfuerzos a los elementos de conexión y/o arriostre (cables de refuerzo y/o placas según las condiciones de la conexión reforzada o puntual) y de ahí a la cabeza de los anclajes donde se genera una carga de tracción directa en la dirección de la barra de anclaje que se disipa en el interior del terreno, en la zona estable del macizo.

Por tanto es importante señalar y entender, que en el caso de combinación con anclajes pasivos, la membrana flexible, ante el movimiento del terreno, actúa como elemento de soporte de los empujes ejercidos por el terreno ante la circunstancial desestabilización del mismo. La membrana flexible impide que el material susceptible de desprenderse del talud se ponga en movimiento, conteniéndolo y manteniéndolo en su posición. En esta situación, se produce sobre la membrana una cierta curvatura y deformación que genera un incremento en los niveles de tracción interior en la misma y que es transmitida como esfuerzos a los cables de refuerzo y de ahí a las placas y anclajes interiores del sistema. De este modo se consigue la reacción estabilizadora sobre toda la superficie del terreno. Por ello, es importante el adosado durante la instalación de la membrana al terreno, lo que le confiere de por sí un grado de tensión interna inicial de baja entidad en comparación a los alcanzados para sus condiciones de trabajo, y que facilita el correcto comportamiento de la membrana y resto de componentes.

Para el caso particular de empleo de sistemas con anclajes activos, la membrana flexible actúa como elemento de reparto de la presión ejercida por el conjunto de anclajes y por tanto, es puesta en tensión de manera previa al posible movimiento del terreno por el simple hecho de haber tesado los anclajes a las cargas establecidas como valores de activación (generalmente del orden del 60% de la carga de trabajo del anclaje).

Explicado esto, solo mencionar que existen estudios que se han desarrollado tratando de desmontar ese concepto “activo”, concepto mal entendido desde el principio por sus autores, llegando a las conclusiones aquí expuestas, y que coinciden con las que en un inicio se habían obtenido en el empleo de estos sistemas.

7. INNOVACIONES Y AVANCES EN EMPLEO DE REDES DE CABLE

A pesar de existir ocasionalmente un mal uso por su incorrecta instalación y puesta en obra, o de conceptos erróneos empleados o asumidos en su diseño, lo que ha motivado algún que otro fracaso, el uso de redes de cable no ha decaído en los últimos años. Por ello se debe insistir en la importancia de cumplir con los pasos establecidos en los manuales de montaje y de emplear los diferentes elementos del sistema correctamente dimensionados para los niveles de soporte de diseño tal y como se había estandarizado en los años 90.

La red de cable es una membrana isotrópica y el modelo de comportamiento tradicionalmente empleado es el bidireccional con refuerzo de cables horizontales y verticales, pero esto limita el bulonado a las esquinas de los paños de red de cable. La bondad de las redes de cables no

es cuestionable siempre y cuando se cumplan con los criterios desarrollados anteriormente propios de un sistema flexible de estabilización.

Pero desde entonces, la mejora en los procedimientos de análisis y diseño permitió a los autores de este artículo la revisión de los gráficos de soporte bajo modelo bidireccional (cables de arrioste horizontal y vertical con bulonado en las esquinas de los paños) en las que para la obtención de la capacidad soporte se introduce la relación área/perímetro.

En el año 2012 se revisaron los niveles de soporte ofrecidos por los sistemas flexibles basados en paños de redes de cable, con una campaña de ensayos de caracterización y certificación de estos sistemas y sus componentes realizados por 3SGEOTECH. Fue entonces cuando se detectó un error de extrapolación cometido en la extrapolación de los resultados de los ensayos de laboratorio para la obtención de las tablas y gráficos de diseño de estos sistemas en la década de los 90. En aquel momento, para la obtención del soporte del sistema, se ensayaron paños cuadrados y se extrapolaron los resultados para paños de diferentes tamaños a partir sin área tener en cuenta la relación perímetro/área de los paños de red de cable empleados aunque si estaba concebida en el modelo matemático de cálculo. Al introducir esta relación, se puede trabajar con paños de cualquier dimensión y ajustar más el modelo a la realidad del comportamiento de la membrana. Un ejemplo de aplicación así como el gráfico de diseño revisado, se muestra en la Figura 1.

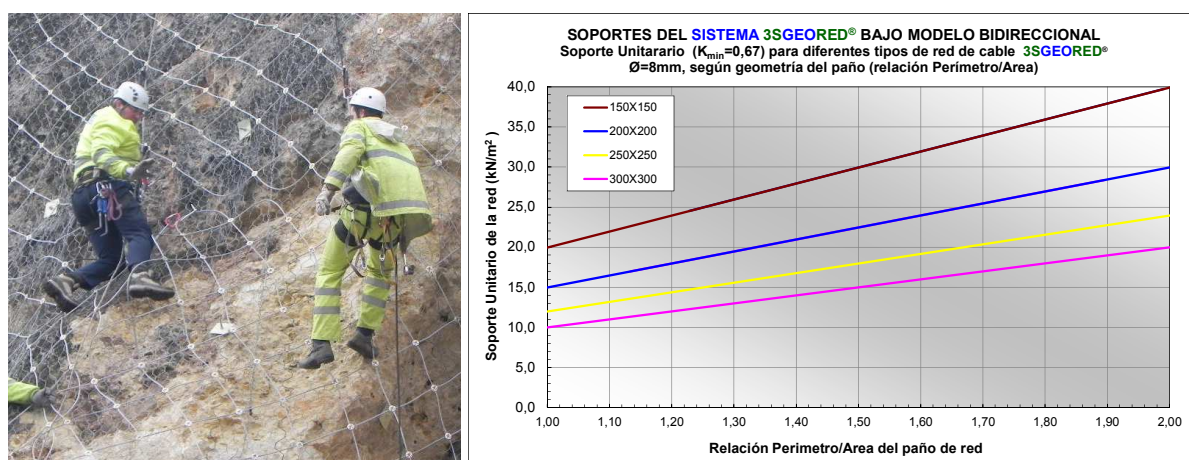


Figura 1. Aplicación de red de cable con línea vertical y horizontal de refuerzo (modelo bidireccional). 3SGEORED® con red de cable 300x300/8mm; bulonado en vertices del paño en 3,0x3,0 m; soporte de 12kN/m². (Segovia, 2012). A la derecha, nuevo gráfico del modelo bidireccional. Fuente 3S Geotecnia y Tecnología S.L. Campaña de ensayos 2012 (Laboratorio de Estructuras - Universidad de Cantabria).

A la par, se desarrolla por parte de los autores una nueva tecnología de instalación de estos paneles de red de cable de acero, basándose en un modelo físico de comportamiento unidireccional que permite su instalación con cables de refuerzo únicamente horizontales. En general, la flexibilidad de los paneles de red de cable permite durante el montaje su adaptación a las irregularidades del terreno, pero esta nueva concepción permitía la

posibilidad de facilitar más su adosado y libertad en la disposición de los bulones de anclaje.

Los autores analizaron las redes de cable como membranas flexibles instaladas bajo el modelo unidireccional o cilíndrico, con su puesta en obra con líneas de cables de refuerzo horizontales (de uno o dos cables, con diferentes diámetros según el soporte requerido). Esto permite tener mayor libertad en el bulonado, pudiendo desplazar los bulones en horizontal, siempre y cuando se respeten las densidades de anclaje. Los niveles de soporte ofrecidos por este nuevo concepto son del mismo orden que para las redes de cable instaladas bajo el modelo bidireccional. Un ejemplo de aplicación y el gráfico de diseño se muestran en la Figura 2.

Nuevamente, se insiste en la posibilidad de empleo de estos sistemas de estabilización de taludes con redes de cable como membranas flexibles tanto con bulonado pasivo como activo. En caso de bulonado activo, el soporte del sistema en condiciones de trabajo debe ser al menos igual o mayor a la carga de trabajo del anclaje dividida entre el área tributaria del mismo. Para bulonado pasivo, el soporte del sistema flexible no tiene que ser igual al soporte del bulonado, y estará establecido por el empuje del terreno dentro de la cuadrícula de anclaje. Completando estas posibilidades, los autores diseñan e introducen experiencias prácticas donde estos sistemas se combinan con bulones o anclajes considerados como mixtos o semiactivos: esto significa que un bulón es diseñado y empleado como pasivo en profundidad pero activo en la zona cercana a la superficie, donde el terreno presenta un espesor susceptible de degradarse producto de la meteorización. En la ejecución de estos bulones, se deja libre mediante vaina lisa la zona más cercana a la superficie (de 2,0 a 3,0 m) y se maciza el resto en profundidad. Esto permite aplicar una carga a los bulones de hasta el 50% la carga de trabajo para conseguir un adosado más efectivo y un mejor comportamiento ante la degradación de esta zona superficial del terreno. Un ejemplo práctico es el recogido en la Figura 2.

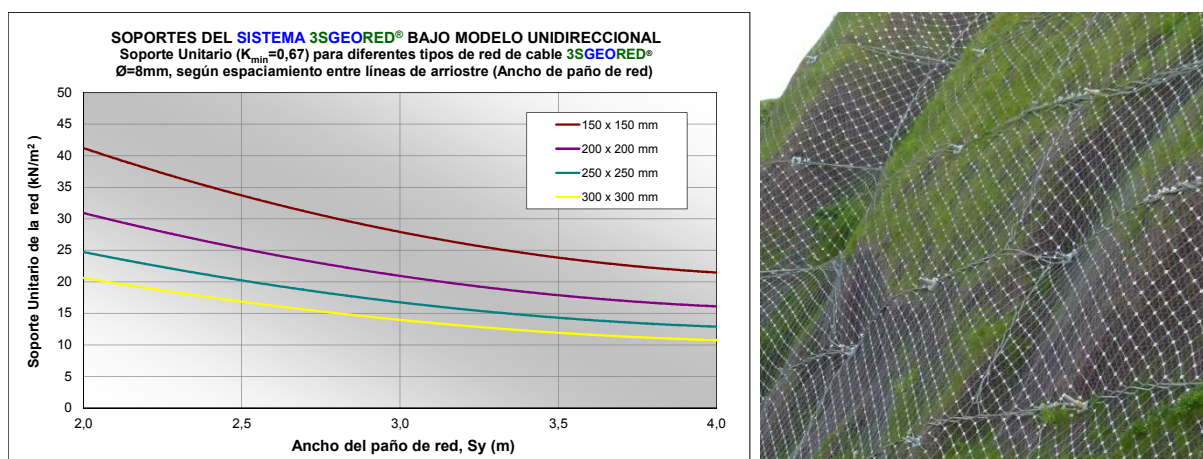


Figura 2. Gráfico de la capacidad soporte de la red de cable bajo empleo de cables de refuerzo horizontal (Modelo unidireccional o cilíndrico). Fuente: 3S Geotecnia y Tecnología S.L. Campaña de ensayos 2012 (Laboratorio de Estructuras - Universidad de Cantabria). A la derecha, ejemplo de aplicación de red de cable con líneas horizontales de refuerzo: sistema 3SGEORED® con red de cable 200x200/8mm con bulonado al tresbolillo en 3,0 x 3,0 m; soporte de 20kN/m² (Bilbao, 2012).

Otro avance en este campo es la introducción en el mercado de una nueva generación de redes de cable completamente diferentes a las anteriores. Estas nuevas membranas flexibles, comercialmente denominadas 3SGEOFLEX[®] se basan en el empleo de grapas estructurales que permiten la fabricación de estos paneles con cables de diámetros superiores a los empleados para las redes tradicionales. Las grapas estructurales garantizan que el fallo del panel de cables se produce por rotura del cable y no por fallo de la grapa. Su empleo, permite alcanzar niveles de capacidad soporte muy superiores a los alcanzados por las redes de cable tradicionales, siempre bajo su empleo conceptual de membrana anisotrópica dada su configuración romboidal con una dirección principal y bajo el principio de instalación bajo un modelo unidireccional mediante líneas de cables de refuerzo horizontal (Figura 3). La potencia de los cables y de las grapas, permite también anclar directamente sobre la red.

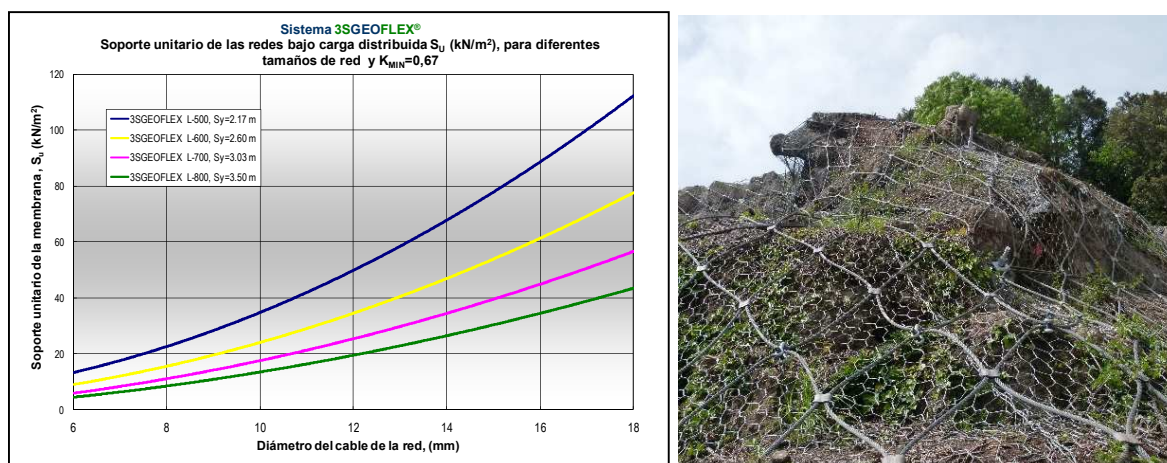


Figura 3. Gráfico de soporte del sistema 3SGEOFLEX[®]. A la derecha, aplicación de membrana de cable con grapas estructurales con líneas horizontales de refuerzo, bajo modelo unidireccional; soporte 45kN/m^2 : Sistema 3SGEOFLEX[®], con red 600/14mm y bulonado al tresbolillo en $2,5 \times 3,0$ m. (Arrasate, 2015).

8. CONCLUSIONES

Hemos realizado un repaso de la historia y experiencia de los inicios y la evolución de los sistemas flexibles de estabilización de taludes, tratando de dar claridad a algunos de los conceptos que con el paso del tiempo parecen haber sido olvidados o que han generado confusión. Además, hemos repasado algunos avances en este campo, pero aún no hemos introducido los sistemas flexibles basados en empleo de membranas de altas prestaciones y baja deformación constituidas por mallas de alambre pero con diferentes características mecánicas y procedimientos de fabricación, y que en España se instalan con cables de refuerzo horizontales. Llegados a este punto, quisiéramos remitirles a nuestro siguiente artículo “Análisis comparativo de las características mecánicas de diferentes membranas flexibles y la validación de los niveles de soporte ofrecidos para su empleo en sistemas flexibles de estabilización de taludes” en el que a modo de introducción se detallaran estos sistemas y su evolución en los últimos años indicándose las referencias de ambos artículos.

INFLUENCIA DE LOS SISTEMAS FLEXIBLES DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES DE ALTA CAPACIDAD DE SOPORTE EN LA REDUCCIÓN GLOBAL DE COSTES PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES RESPECTO A LAS SOLUCIONES TRADICIONALES

Juan Antonio TORRES VILA*, Héctor PEÑALBA BALBOTIN†, Jesús Miguel LLANO FLOREZ†

* CEO –Dr. Ing.
3S Geotecnia y Tecnología S.L.

† Ing. de Caminos, C. y P.
3S Geotecnia y Tecnología S.L.

RESUMEN

En el presente artículo se realiza un análisis coste – soporte de diferentes soluciones técnicas de estabilización de taludes combinadas con bulonado, considerando la influencia de la parte proporcional del coste del sistema de anclajes y la parte proporcional del sistema flexible de estabilización empleado. De ello se concluye la ventaja económica derivada de la utilización de membranas flexibles de estabilización de alta capacidad de soporte y baja deformación en condiciones de trabajo en este tipo de aplicaciones frente a las soluciones tradicionales.

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad son ampliamente conocidas diferentes soluciones técnicas para la estabilización de taludes mediante la aplicación de sistemas flexibles de estabilización de taludes que emplean membranas flexibles, principalmente redes de cable y mallas de alta resistencia fabricadas con alambre de acero de diferentes características. Estas membranas son combinadas con bulonado fundamentalmente pasivo - también se pueden combinar con bulonado activo - y son complementadas con elementos de transmisión de carga, bien sea de forma directa mediante placas de anclaje especiales, o de forma indirecta mediante cables de acero de refuerzo, que transmiten los esfuerzos de tracción generados en la membrana a la cabeza de los bulones donde se alojan las placas de anclaje.

Esta tipología de soluciones ha demostrado su eficiencia y fiabilidad a lo largo de los últimos 30 años, en comparación a las soluciones tradicionales de protección de taludes tales como el hormigón proyectado o las mallas de alambre de triple torsión, ancladas, reforzadas, etc.

El avance tecnológico de los últimos años en dicho campo particular de la técnica ha permitido la optimización de las soluciones de estabilización existentes en la actualidad mediante la aplicación de los sistemas flexibles, motivado fundamentalmente por el desarrollo de nuevos sistemas que presentan una mayor eficiencia en la relación coste/soporte mediante el empleo de membranas flexibles de elevada resistencia a tracción y mínima deformación en condiciones de trabajo.

Mediante la aplicación de estos nuevos sistemas, optimizados y mejorados, es posible obtener una elevada capacidad de soporte unitario del sistema gracias a la elevada capacidad de carga de la membrana flexible y de los elementos de conexión, siempre y condición imprescindible en estos sistemas, con reducidas deformaciones de servicio. Ello posibilita la optimización de la cuadrícula de anclaje mediante la definición de espaciamientos entre anclajes mayores a favor de bulones de mayor carga de trabajo, con la consiguiente reducción del coste del bulonado y de la solución global.

2. SISTEMAS FLEXIBLES CON REDES DE CABLE DE ACERO

En la estabilización de taludes a lo largo de estos años se han ido aplicando varias soluciones bien conocidas por todos, como es el caso de la red de cables, y que fue la primera membrana flexible para estabilización de taludes con refuerzo de cables (horizontal y vertical) combinado con anclajes. Este sistema ofrecía una elevada capacidad de soporte y fue concebida racionalmente, lo que desde entonces permite referirse a estas soluciones como “Sistemas Flexibles de Estabilización de Taludes”.



Figura 1. Aplicación de red de cable con líneas verticales y horizontales de refuerzo, bajo modelo unidireccional en refuerzo de muros de escollera fallados. Sistema 3SGEORED® con red de cable 150x150/8mm con anclajes activos en 3,0 x 3,0 m; soporte de 27 kN/m² (Tama, 2004).

La red de cables como solución de alta tecnología y alta capacidad de carga se impuso paulatinamente en todo el territorio nacional en la segunda mitad de los años 90 del pasado siglo, principalmente por los trabajos desarrollados en España bajo la dirección de D. Juan

Antonio Torres Vila. Esta solución, desde el punto de vista de soporte de ingeniería y cálculo de las membranas, representaba en esa época una solución innovadora con un nivel de desarrollo en el tratamiento de taludes puntero a nivel mundial.

Desde el punto de vista técnico, los sistemas flexibles con paneles de red de cable de acero, poseen una base de cálculo de dimensionamiento de la membrana de elevado rigor. En esta época se introdujo el concepto de capacidad de soporte del sistema, hasta hoy en día patrimonio de la ingeniería española como pioneros y desarrolladores de esta tecnología, conjuntamente con herramientas de cálculo geotécnico para determinar el empuje del terreno ubicado en el interior de la cuadrícula de anclajes sobre dicha membrana. El valor del empuje ejercido por el terreno está basado en los parámetros geotécnicos clásicos del terreno y la geometría del talud y ha permitido eliminar el empirismo en las soluciones al utilizar un denominador común para ingenierías y proveedores de sistemas (Empuje del terreno y Soporte del Sistema). Durante los últimos años, los autores han introducido avances en el empleo de estos sistemas, como puede ser: refuerzo de muros de escollera, su instalación bajo modelo físico unidireccional con líneas de refuerzo horizontal o la revisión de los gráficos de diseño pudiéndose emplear paños de red de cables de cualquier configuración.



Figura 2. Red de cable con líneas horizontales de refuerzo (modelo unidireccional). Sistema 3SGEORED®, red de cable 200x200/8mm, bulonado al tresbolillo (3,0 x 3,0 m); soporte de 20kN/m² (Bilbao, 2012).

Desde el punto de vista económico los sistemas basados en red de cable como membrana flexible presentan algunos inconvenientes tales como:

- La necesidad de una malla secundaria debajo de la red de cables, lo que incrementa el coste de los materiales a emplear, así como el coste de ejecución y los plazos de terminación de las obras.
- Con el incremento del soporte requerido por razones geotécnicas, se requiere la producción de paneles de red de cable con una cuadrícula interior más cerrada, lo cual se traduce en un incremento importante del coste de los paneles de red y

mayores dificultades en su puesta en obra por su peso y rigidez.

- En taludes con superficies muy irregulares, los sistemas de red de cable con cableado de refuerzo ortogonal y con anclajes de refuerzo en las esquinas de los paneles presentan el inconveniente que para adosar el sistema al terreno se necesitan anclajes adicionales para un adecuado funcionamiento del sistema.

3. SISTEMAS FLEXIBLES CON MALLAS DE ALAMBRE DE ALTAS PRESTACIONES

Con la aparición a principios del 2000 de las mallas de alambre de altas prestaciones, y su progresiva y masiva introducción. A partir de este momento surgen alternativas que mejoran ampliamente a las existentes, tanto por comportamiento frente a la corrosión como en comportamiento mecánico y disminución de las deformaciones, apareciendo además a partir del año 2009 una gama de diferentes mallas, denominadas 3STUTOR[®], que permiten configurar diferentes soluciones en función de los requerimientos geotécnicos de soporte específicos de un talud.

A partir del año 2012 la empresa 3SGEOTECH comienza a fabricar las mallas del tipo 3STUTOR[®] Plus, las cuales se diferencian de las predecesoras por el incremento de la calidad de los alambres empleados:

- Incremento de la resistencia nominal a tracción del alambre empleado.
- Una mejora muy importante ha sido la producción de un alambre especial con un proceso de trefilado modificado aumentando la laborabilidad del alambre conjuntamente con el aumento de la resistencia nominal a tracción.
- Aumento sustancial de la protección a la corrosión, obteniendo para las mallas más usuales en taludes una protección superior a la Clase A de la norma europea. La resistencia estándar a la corrosión ofrecida es de al menos 3.000 hrs en cámara de niebla salina

A partir del año 2014 se comienzan a fabricar las mallas del tipo 3STUTOR[®] Plus Ultra, las que tienen un incremento de la resistencia a la corrosión de los alambres empleados:

- Se mantienen las dos primeras mejoras
- Aumento sustancial de la protección a la corrosión, obteniendo para las mallas más usuales en taludes una protección superior a la Clase A de la norma europea. La resistencia estándar a la corrosión ofrecida es de al menos 4.000 hrs en cámara de niebla salina, similar a los alambres inoxidables del tipo ASI-316.
- Comportamiento garantizado en zonas costeras, avalado por la experiencia en su empleo y la garantía de los productores del alambre.

En general, las membranas anisótropas de elevada resistencia a tracción, como ocurre con las mallas de simple torsión de alambre de acero de tipo 3STUTOR[®] Plus, se emplean según el modelo físico de comportamiento denominado como unidireccional o cilíndrico, de origen y desarrollo 100% Español. Este modelo de comportamiento se caracteriza por poseer cables de

refuerzos horizontales y cuentan con un procedimiento de diseño racional muy desarrollado que permite su empleo con elevada seguridad y eficiencia, lo cual ha sido refrendado por su aplicación satisfactoria por más de 20 años.

Desde el punto de vista económico, las membranas de alta resistencia a tracción constituidas por mallas de altas prestaciones fabricadas con alambres especiales de elevada calidad, presentan un conjunto de ventajas frente a las soluciones con membranas flexibles del tipo paños de red de cable. Estas ventajas son las siguientes:

- Por su geometría interna, las mallas de simple torsión de altas prestaciones permiten la estabilización de taludes con una única capa, sin necesidad de malla secundaria, mejorando los costes globales de la solución y reduciendo sustancialmente los tiempos de instalación.
- El adose al talud con estas membranas es económicamente más eficiente ya que permite desplazamientos de los anclajes a lo largo de las líneas de refuerzo horizontal reduciendo la necesidad de anclajes adicionales. Esta ventaja es propia del sistema con refuerzos horizontales, pero se recuerda que los autores también han desarrollado actuaciones en las que empleaban la red de cable con este tipo de refuerzo.
- El suministro de las mallas en rollos reduce sustancialmente los tiempos de instalación, con la consiguiente reducción de costes.
- El aumento del requerimiento del soporte no conlleva un incremento sustancial en el coste del material de la membrana ni disminución tan acusada de los rendimientos de instalación como ocurre con las redes de cable para altos soportes.

Con los sistemas de estabilización basados en el empleo de membranas flexibles de alta resistencia a tracción constituidas por mallas de alambre de altas prestaciones, junto al conjunto de componentes, cables de arriostre y refuerzo, placas de conexión a los anclajes y resto de accesorios dimensionados para este propósito, se pueden obtener rangos de soporte del sistema en el rango de 6,0 a 50,0 kN/m², con desplazamientos controlados por deformación de la membrana y en condiciones de trabajo, aplicando los factores de seguridad adecuados para satisfacer los límites de desplazamiento máximo permitido a la membrana.

4. ANALISIS COMPARATIVO COSTE-SOPORTE DE LAS REDES DE CABLE Y LAS MALLAS DE ALTAS PRESTACIONES

En el siguiente análisis se presenta una evaluación relativa a la relación existente entre el COSTE vs. SOPORTE para los diferentes sistemas flexibles de estabilización reforzados con cables. Se incluye en este análisis los sistemas con paneles de red de cable instalados con cables de refuerzo horizontal y vertical frente a los sistemas con membranas de altas prestaciones basadas en mallas de alambre de acero de simple torsión y reforzadas mediante líneas de arriostre horizontal (con uno o dos cables, según el caso), particularizado a las mallas de alambre de altas prestaciones de tipo 3STUTOR[®] Plus.

Sistema Reforzado								
Barras de anclaje				Cable de arriostre	Anclajes flexibles	Soporte Unitario del Sistema S _U (kN/m ²) (K _{min} =0,67)	Designación del sistema por soporte unitario	COSTE €/m ²
Espaciamiento		Diámetro Ø _B (mm)	Longitud L _B (m)	Diámetro Ø _C (mm)	Diámetro Ø _{AF} (mm)			
Vertical Sy(m)	Horizontal Sx(m)							
2,5	3,0	20	≥ 3,0	1x14	14	10	S-10	25,00 €
2,5	4,0	25	≥ 3,0	2 x 14	14	15	S-15	35,00 €
3,0	3,5	25		2 x 14	14			
3,0	3,0	28	≥ 4,0	2 x 16	16	20	S-20	40,00 €
3,0	4,0	32		2 x 18	16			
2,0	4,0	32	≥ 7,0	2 x 18	16	30	S-30	55,00 €
2,5	3,6	32		2 x 18	16			
2,0	4,0	40	≥ 8,0	2 x 20	19	40	S-40	65,00 €
2,0	4,0	40	≥ 9,0	2 x 22	19	50	S-50	77,00 €

Tabla 1. Características de un sistema reforzado. Distribución de anclajes, y recomendación mínima de diámetro y longitud de anclajes. Tipología de refuerzo horizontal, con uno o dos cables de arriastre. Tipología de anclajes flexibles de borde, para finalizar los cables de refuerzo. Niveles de soporte y precio.

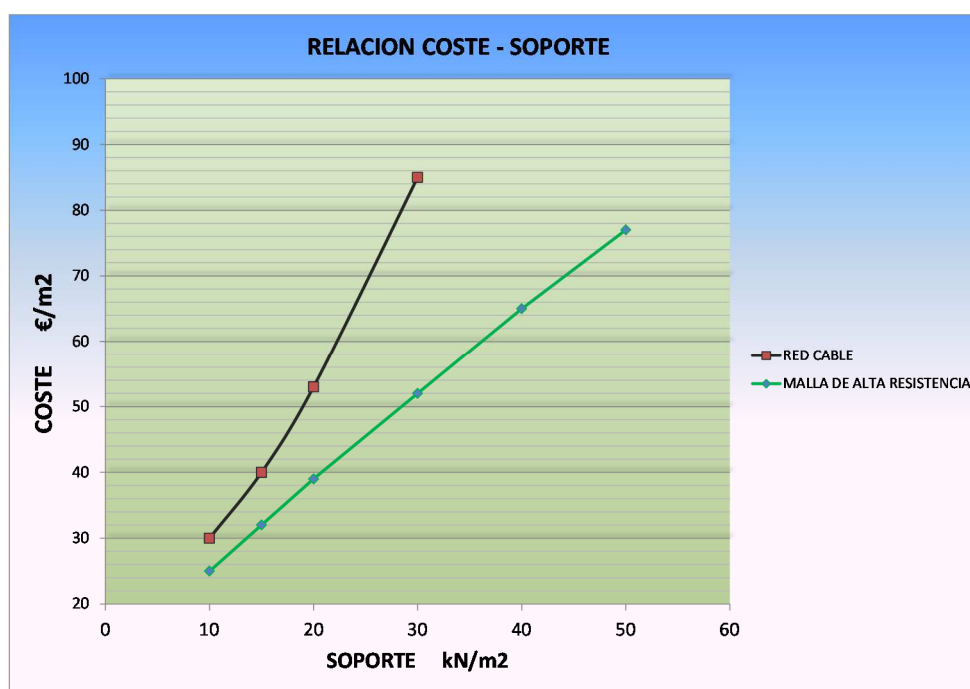


Figura 3. Relación Coste-Soporte para sistemas flexibles con membranas de red de cable y con membranas de mallas de altas prestaciones.

En esta relación no se ha introducido el coste de los pernos de anclaje, lo cual es muy importante al analizar la repercusión real del empleo de estos sistemas en el coste total de la

solución de estabilización de taludes. Las membranas flexibles de alta resistencia y baja deformación permiten una reducción ostensible en la cantidad total de metros de perforación y de pernos de anclajes. Esto es debido al elevado soporte de estas soluciones, y a que son capaces de contener los empujes del terreno dentro de una superficie importante dentro de la cuadrícula de anclajes.

Esta ventaja importante de este concepto de diseño y de estos sistemas de estabilización, permite ampliar sustancialmente la cuadrícula de anclajes, garantizando el cumplimiento del límite de desplazamiento de la membrana y en consecuencia obteniendo una importante reducción del coste del bulonado.

5. ANALISIS COMPARATIVO COSTE-SOPORTE FRENTE A SOLUCIONES TRADICIONALES

A pesar de la elevada fiabilidad y durabilidad que ha demostrado el empleo de sistemas flexibles de estabilización (correctamente diseñados e instalados) basados en membranas flexibles del tipo redes de cable o mallas de alambre de altas prestaciones, se insiste actualmente más de lo normal en el empleo de otras soluciones que podríamos considerar como tradicionales, tales como:

- Gunita + mallazo electrosoldado + anclajes.
- Mallas de triple torsión, estándar o combinadas con cables longitudinales en su estructura.
- Mallas de triple torsión reforzadas con cuadrículas de cables.

Es conveniente aclarar que ninguna de estas soluciones ostenta una base racional de diseño para su aplicación como elementos de estabilización de taludes, siendo fundamentadas para su aplicación en conceptos empíricos. A continuación se expone la comparativa de coste de los diferentes sistemas tradicionales comparándolos con los modernos sistemas flexibles de alta capacidad de soporte, pero introduciendo en este caso en el coste de la solución la repercusión del coste del bulonado en el sistema.

A pesar de que las mayores ventajas de los sistemas flexibles de estabilización racionales se manifiestan en una mayor medida para necesidades de soporte elevadas, analizaremos varias de ellas para valores de soporte equivalentes y requeridos por un talud, estableciendo el valor comparativo en los 20 kN/m² ya que se corresponde con un alto porcentaje de requerimiento de soporte obtenido del análisis de gran número de los taludes que requieren una estabilización superficial.

Supongamos que en lugar de instalar un sistema flexible S-20 kN/m², se opta por el empleo de una solución “equivalente” a base de gunitado. En este caso se ha supuesto la siguiente configuración de la solución:

- Gunitado en dos capas de 8,0 cm (8,0+8,0 cm) con una media de 4,0 cm de espesor para regularización de la superficie.
- Doble capa de mallazo electrosoldado 150x150x6 mm.
- Cuadrícula de bulonado en 2,0 x 2,0 m
- Diámetro de barra de anclaje de 25 mm y longitud media de 6,0 m.
- Cabeza de apoyo para cada bulón (dado de hormigón y placa).

El coste de esta solución utilizando precios usuales de mercado sería el siguiente:

- a) Gunitado + Mallazo = $(54 \text{ €/m}^2 + 22 \text{ €/m}^2) = 76 \text{ €/m}^2$
- b) Bulonado en cuadrícula de 2,0 x 2,0 m. Coste de 1,5 m.l./m² = 50 €/m.l. * 1,5 m.l./m² = 75 €/m²
- Longitud de anclaje = 6 m
 - Diámetro de la barra de anclaje de 25 mm (coste de 50 €/ml)
- c) Cabezas de reparto 100 €/Ud = 25 €/m²

Bajo estas consideraciones, el coste total del sistema ($76 \text{ €/m}^2 + 75 \text{ €/m}^2 + 25 \text{ €/m}^2$) es de un total de 176 €/m².

Esta solución, como es bien conocido, a parte de su elevado coste tiene varias desventajas:

- Impactos medioambientales: huella de carbono, polvo, generación de residuos, ruidos.
- Gran impacto visual.
- Elevada laboriosidad, debido al montaje de las distintas capas con rendimientos de instalación muy bajos.
- Sísmicamente las soluciones rígidas no son las más eficaces.
- Solución del drenaje complicado (muchas veces anulado), lo que obliga a la ejecución de mechinales que causan problemas de colapso de la solución cuando pierden su funcionalidad y general un coste extra de la solución.
- Requiere la excavación del terreno así como ejecutar los trabajos por bataches.

En el caso que se opte por una solución con malla de triple torsión y refuerzo de cables en cruz, siendo la cuadrícula de bulonado de 2,0 x 2,0 m, el coste global de la solución sería:

- a) Malla triple torsión con refuerzo de cables = 16 €/m²
- d) Bulonado en cuadrícula de 2,0 x 2,0 m. Coste de 1,5 m.l./m² = 50 €/m.l. * 1,5 m.l./m² = 75 €/m²
- Longitud de anclaje = 6 m
 - Diámetro de la barra de anclaje de 25 mm (coste de 50 €/ml)

Bajo estas consideraciones, el coste total del sistema basado en esta solución es de $(16 \text{ €/m}^2 + 75 \text{ €/m}^2 = 91 \text{ €/m}^2)$

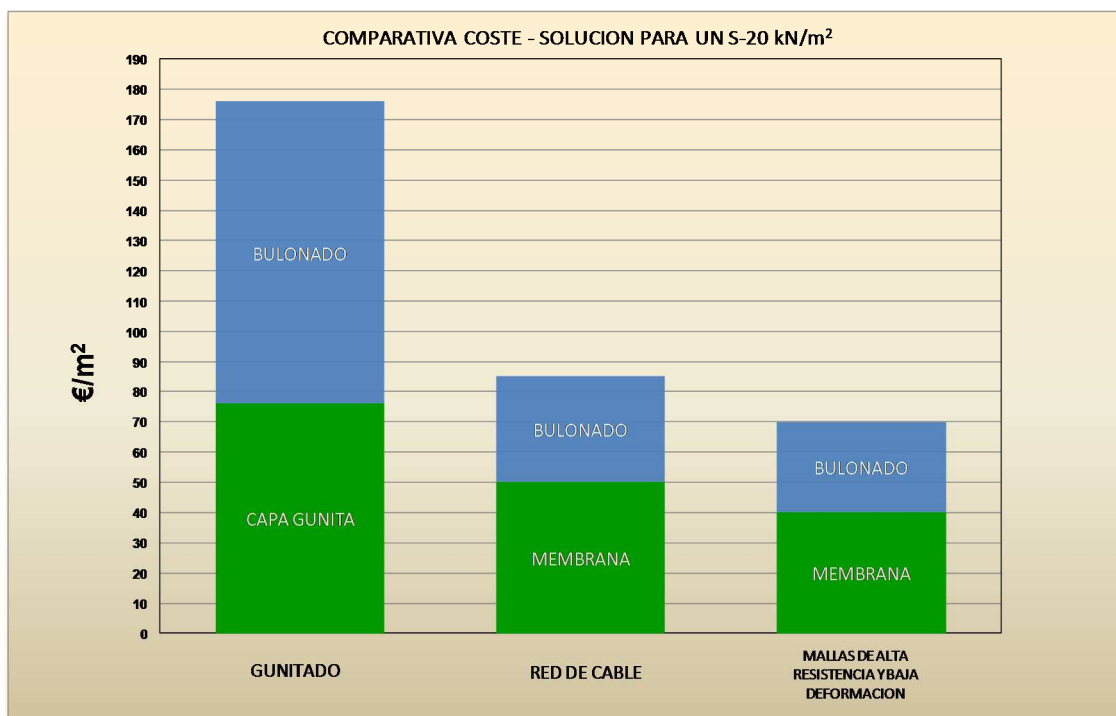


Figura 4. Relación comparativa entre el coste de la solución para diferentes alternativas, manteniendo el nivel de soporte en 20 kN/m².

Como se observa en el gráfico comparativo anterior, las soluciones basadas en empleo de bulones y gunitado resultan altamente costosas, fundamentalmente debido a la necesidad del empleo de una cuadrícula de anclajes muy cerrada sobre un elemento de soporte rígido.

Independientemente de que se pudiese reducir su coste disminuyendo los espesores de la capa de gunitado, esta reducción provocaría espesores anormalmente bajos que provoca generalmente el fallo por punzonamiento en la zona de apoyo de las placas sobre la gunita donde se apoyan las cabezas de los anclajes. Otro fallo común, es el agrietamiento o fractura de la gunita al menor movimiento del talud.

En este caso, la repercusión del bulonado es tan elevada que el sistema seguirá resultando poco competitivo respecto a sistemas flexibles de estabilización desde el punto de vista económico.

La solución basada en el empleo de mallas de alambre de triple torsión con cables de refuerzo,

tiene una carencia o defecto de base y que debe ser remarcado. A pesar de ser utilizada en muchas ocasiones como membrana de soporte entre la cuadrícula de anclajes, la malla de triple torsión no cumple los requerimientos de membrana flexible de aplicación dentro de un sistema flexible de estabilización. No obstante, se trata de justificar su empleo calculando el soporte únicamente considerando el bulonado, y olvidando el problema del soporte y la deformación de la membrana y la limitación que esto introduce en su posibilidad de empleo.

Evidentemente, aunque esta “falsa membrana flexible” empleada como elemento de soporte entre los bulones resultan de menor coste, tiene el gran inconveniente de que su limitada capacidad de soporte y gran deformación obliga a que si se quieren obtener resultados satisfactorios, se debe de reducir la cuadrícula de bulonado. Esto hace que finalmente el conjunto de la actuación resulta más costosa a pesar de los ligeros elementos utilizados en superficie.

Lo mismo ocurre con las redes de anillo, donde a pesar de las posibilidades de obtención de altas resistencias, su alta deformación hace su uso inviable. Además, en este caso, obtendríamos un coste muy elevado introducido por la membrana flexible. No obstante, en este análisis no se considera esta solución por sus carencias como sistema flexible de estabilización de taludes. Su empleo estaría restringido a su función como superficie de captación de bolos de roca y desprendimientos ocurridos en la superficie de los taludes y laderas.

De las soluciones expuestas si analizamos conjuntamente el gráfico de la Figura 3 con el gráfico de la Figura 4, se concluye sin lugar a dudas que las mallas de alambre de simple torsión de altas prestaciones, con alta resistencia a tracción y punzonamiento pero con baja deformación, se constituyen en la solución más eficiente desde el punto de vista técnico-económico como se muestra en la gráfica de la relación Coste-Soporte, no teniendo competencia para valores de soporte por encima de 15 kN/m^2 .

6. CONCLUSIONES

Los sistemas flexibles de estabilización de taludes basados en empleo de red de cables y membranas de altas prestaciones de alta resistencia y baja deformación compuestas por mallas de simple torsión fabricadas con alambres de acero especiales, son actualmente las soluciones más eficientes para la estabilización de taludes desde el punto de vista tanto económico como por su fundamentación técnica y posibilidad de cálculo y dimensionamiento de sus componentes.

La posibilidad de diseño racional del conjunto de los componentes (membrana flexible, elementos de arriostres y refuerzo, placas de conexión a los anclajes, los propios bulones y accesorios de montaje) de los sistemas flexibles de estabilización de alta capacidad de carga, así como la existencia de procedimientos estandarizados de montaje, han conferido a estos sistemas una elevada fiabilidad, una relación coste-soporte baja y una garantía a largo plazo

sin fallos y sin el requerimiento de actividades de mantenimiento y conservación avaladas por la práctica de su aplicación.

Desde el punto de vista de la implantación de estos sistemas en España y su zona de influencia más cercana (Andorra y Portugal), representan el nivel máximo de desarrollo obtenido en este campo a nivel internacional con una experiencia en sus aplicaciones cercana a los 20 años y que convierten a España en país líder a nivel mundial en este campo.

Del análisis en el presente artículo sin lugar a dudas, se obtiene que las membranas flexibles de mallas de altas prestaciones que presentan alta resistencia y baja deformación representan la solución más eficaz desde todos los puntos de vista.



Figura 4. Sistema con malla de altas prestaciones tipo 3STUTOR® reforzado con líneas horizontales de refuerzo, bajo modelo unidireccional. Soluciones de soporte de 10 kN/m² a 25 kN/m². (Ermua, 2012).



Figura 5. Sistema con malla de altas prestaciones tipo 3STUTOR® reforzado con líneas horizontales de refuerzo, bajo modelo unidireccional. Solución de soporte de 30 kN/m². (Arrasate, 2015).



Figura 6. Sistema con malla de altas prestaciones tipo 3STUTOR® reforzado con líneas horizontales de refuerzo, bajo modelo unidireccional. Solución de soporte de 25 kN/m². (AS-219-Pola de Allande, 2012).



Figura 7. Sistema con malla de altas prestaciones tipo 3STUTOR® reforzado con líneas horizontales de refuerzo, bajo modelo unidireccional. Solución de soporte de 40 kN/m². (Falguero, Andorra 2015).

7. BIBLIOGRAFÍA

Torres Vila, J.A. y Theo, L. (1996): “Protección Activa contra la Erosión de Taludes y Laderas. Productos y Soluciones”. Simposio sobre estructuras de contención de Terrenos. Santander, España.

Torres Vila, J.A. (1997): “Procedimiento de Análisis y Diseño para la Aplicación de Redes de Cables de Acero en la Estabilización de Taludes”. IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada, España.

Torres Vila, J. A. (2000): “Control de la erosión y estabilización superficial de los taludes. Sistema BBM”. II Congreso Andaluz de Carreteras. España.

Torres Vila J. A., Torres Vila M. A., y Llano Flórez, J. M (2004). “Procedimiento de diseño Geoflex de sistemas flexibles de estabilización de taludes”. IV Simposio Nacional de Geotecnia Vial. Santander.

Torres Vila J. A., Llano Flórez, J. M, Hernández Sanz, A, (2011) “Análisis de la capacidad de soporte de diferentes membranas flexibles para el tratamiento de taludes bajo modelo de trabajo Unidireccional”. Revista Obras Urbanas.

INSTRUMENTACIÓN Y ANÁLISIS DE ENSAYOS SOBRE PANTALLAS DINÁMICAS PARA LA RETENCIÓN DE ROCAS

Laura CASTANON-JANO*, Elena BLANCO-FERNANDEZ* y Daniel CASTRO-FRESNO*

* Departamento de Transportes e Ingeniería de Proyectos y Procesos
Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Cantabria

RESUMEN

Las pantallas dinámicas para retención de rocas son estructuras que absorben la energía cinética de las rocas mediante la movilización de todos sus componentes, los cuales son capaces de disipar la energía mediante fricción o plastificación. Con el fin de comprobar su integridad estructural, las pantallas IBT-150 (con capacidad máxima de 150 kJ) e IBT-500 (con capacidad máxima de 500 kJ) han sido ensayadas siguiendo la ETAG 27. Ambas pantallas fueron instrumentadas empleando sensores de cable, cámaras de alta velocidad y extensometría eléctrica. Los resultados fueron analizados, observando los registros de fuerzas en los cables perimetrales, vientos laterales y superiores, y cables de la red, el comportamiento de los elementos disipadores de energía y la flecha máxima alcanzada por la pantalla. Todos los criterios establecidos por la ETAG 27 fueron superados, y tanto la IBT-150 como la IBT-500 fueron clasificadas en cuanto a nivel de energía con categoría A.

1. INTRODUCCIÓN

Las pantallas dinámicas son estructuras diseñadas para retener rocas que se desprenden de laderas inestables. Están formadas por una red de intercepción, que recibe el impacto de las rocas, postes que se encargan de mantener la red en posición extendida y cables perimetrales y tirantes que se encargan de transmitir las cargas desde la zona de impacto hacia el terreno. A diferencia de otras estructuras para la protección de rocas, como los falsos túneles o los muros de gaviones, las pantallas dinámicas son estructuras ligeras y flexibles, que necesitan un área pequeña para su instalación. Se trata por lo tanto una buena solución para proteger zonas en las que exista alguna limitación de espacio. Las ventajas mencionadas son las que han hecho que,

con el paso de los años, se hayan incorporado al mercado y sean cada vez más demandadas, sobre todo en paisajes altamente rocosos en los que exista tránsito humano, bien por la presencia de poblaciones o a causa de las comunicaciones vía tren o carretera.

Son cada vez más los fabricantes que incorporan al mercado nuevas pantallas dinámicas, tratando cada vez de cubrir un mayor rango de energía, que actualmente va de los 150 a los 8000 kJ (López Quijada, 2007; Escallón et al. 2013).

Este trabajo se centra en el análisis de dos pantallas comercializadas por MallaTalud Cantabria, denominadas IBT-150 e IBT-500, con el objetivo de comprobar mediante la ejecución de ensayos de campo que son capaces de absorber el nivel de energía para la que fueron diseñadas. Para ello se siguen las recomendaciones indicadas en la guía ETAG 027 (EOTA.2008).

2. REVISION DE LA ETAG 027

La evolución de las pantallas dinámicas trajo consigo el desarrollo de varias guías nacionales y europeas, tales como la NFP95-308 (Francia), Gerber, 2001 (Suiza) o ETAG 027 (EOTA.2008) que detallan el procedimiento de ensayo de una pantalla dinámica y establecen la evaluación técnica de aptitud para el uso de este producto. Desde el año 2008 la guía ETAG 027 se ha convertido en la más seguida debido a que se usa como base para el mercado CE de los productos.

Según esta guía, el ensayo consiste en el lanzamiento de bloques a la pantalla (también llamada kit), midiendo la velocidad del bloque antes del impacto, determinando por tanto su energía de impacto, que corresponde a la energía cinética del mismo. La trayectoria del bloque se inscribe en un plano ortogonal a la línea de conexión entre las bases del poste del kit. La configuración del ensayo puede ser vertical o inclinado, y la velocidad media del bloque en el último metro antes del instante de contacto con la red debe de ser mayor o igual a 25 m/s. Se realizan 3 impactos secuenciales con 2 niveles de energía diferentes: energía de servicio (SEL por su denominación en inglés “Service Energy Level”) y energía máxima (MEL por su denominación en inglés “Maximum Energy Level”). Mediante el ensayo con nivel de energía de servicio se comprueba la resistencia del kit a impactos secuenciales. Para ello se realizan 2 lanzamientos sin posibilidad de realizar cambios o sustituciones a ningún componente del kit.

El primer lanzamiento se supera si se cumple que:

- El bloque es parado por el kit.
- No se producen rupturas en los componentes de conexión.
- La altura residual del kit después del test es mayor o igual al 70% de la altura residual.
- La altura de la red en los postes debe ser superior a la altura residual.
- El bloque no toca el suelo antes de que el kit alcance su máxima elongación.

Por su parte, el segundo lanzamiento se supera si:

- El bloque es parado por el kit.
- El bloque no toca el suelo antes de que el kit alcance su máxima elongación.

El ensayo con nivel de energía máxima tiene como objetivo la caracterización de la capacidad máxima con un único impacto del bloque. Este nivel de energía será el triple que el nivel de energía de servicio.

La pantalla supera este ensayo si:

- El bloque es parado por el kit.
- El bloque no toca el suelo antes de que el kit alcance su máxima elongación.

Existen dos medidas importantes que son tenidas en cuenta en los criterios de superación de las pruebas. La altura nominal, que se mide ortogonalmente a la pendiente de referencia, se define como la mínima distancia entre el cable perimetral superior y la línea de conexión entre las bases de los postes antes del impacto. Por otra parte, la altura residual es la mínima distancia entre el cable perimetral inferior y el perimetral superior, medida ortogonalmente a la pendiente de referencia después de producirse el ensayo y sin quitar el bloque de la pantalla.

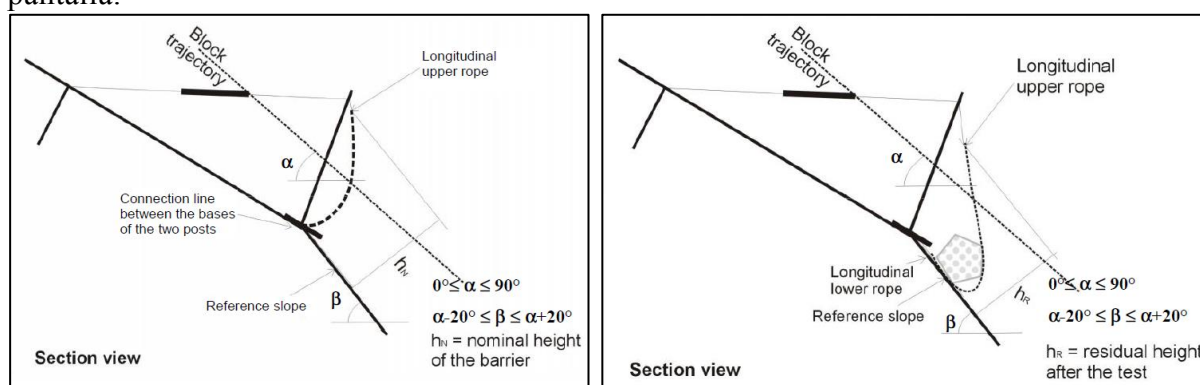


Figura 1. Altura nominal y altura residual (EOTA 2008)

3. DESCRIPCIÓN DE LAS PANTALLAS DINÁMICAS ENSAYADAS

Las pantallas objeto de este estudio son las denominadas IBT-150 y la IBT-500 pertenecientes a la compañía MTC. Estas fueron diseñadas para soportar una máxima capacidad de disipación de 150 y 500 kJ respectivamente.

La pantalla IBT-150 (Lopez-Quijada, L., 2007) está formada por 3 paños o módulos funcionales

de 10 metros de longitud y 3 metros de altura, con una red de cables cuadrada de lado de retícula 200 mm y una malla de alambre de triple torsión auxiliar cuyo objetivo es evitar que se precipiten las piedras de menor tamaño. Los postes son de tipo tubular y se mantienen erectos gracias a un tirante por cada poste. La pantalla también dispone de 8 disipadores de energía (Castro-Fresno et al.), uno por cada viento lateral y tirante. La IBT-150 no tiene placas de anclaje, sino que dispone de unas piezas de acero especialmente diseñadas que se atornillan al bulón y contienen dos anillas a través de las cuales se hacen pasar los cables perimetrales, así como una cabeza circular con un orificio central que permite sujetar el poste al terreno.

La pantalla IBT-500, por su parte, está formada por 3 módulos funcionales de 10 metros de longitud y 4 metros de altura, con una red de cables cuadrada de lado de retícula 200 mm y una malla auxiliar de alambre de triple torsión. Los postes son de tipo HEB, y dispone de 2 tirantes por cada poste. Cada viento lateral y tirante posee un disipador de energía, lo que hace un total de 12 frenos. Esta estructura si dispone de placas de anclaje, que se fijan al terreno mediante 3 bulones tipo Gewi.

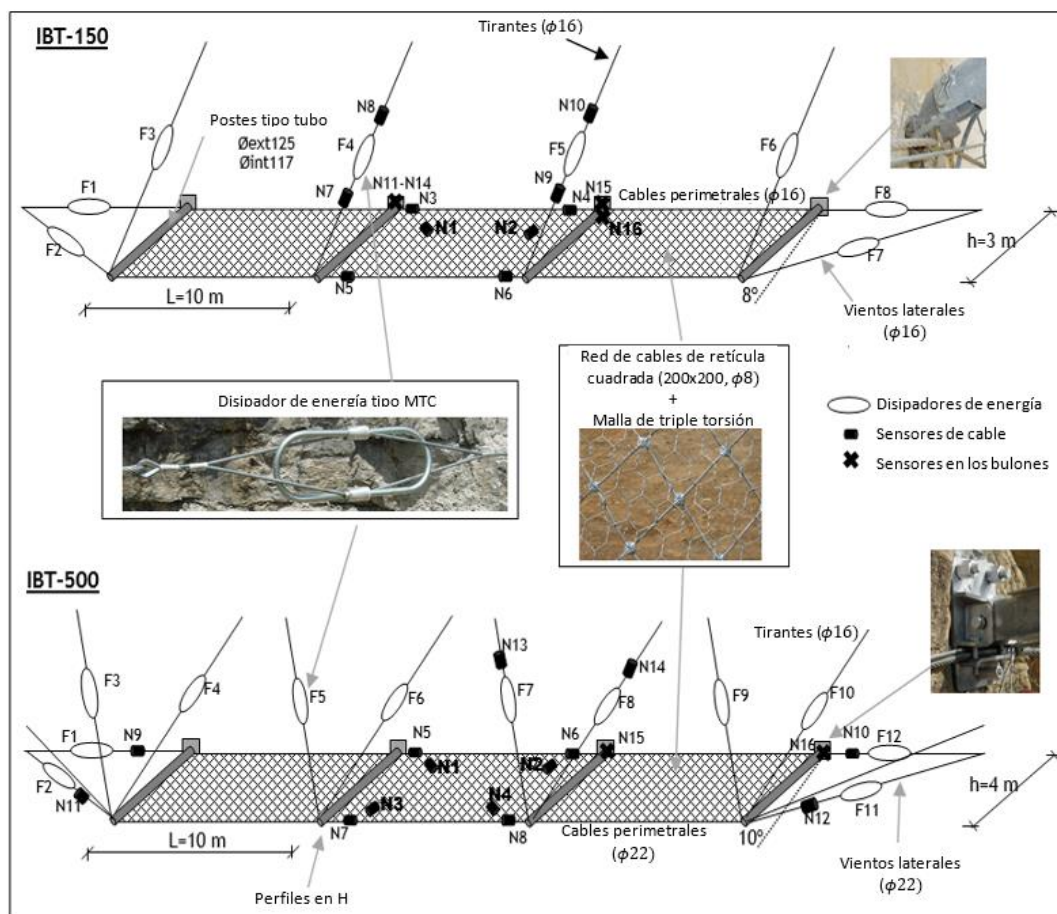


Figura 2. Geometría y componentes de las pantallas dinámicas ensayadas y situación de los sensores de cable.

4. CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DEL ENSAYO E INSTRUMENTACIÓN

La configuración seleccionada para la ejecución de los ensayos de ambas pantallas fue la de caída vertical, puesto que de esta forma toda la energía potencial del bloque se transfiere a la pantalla en el impacto, a diferencia de lo que sucede en un ensayo inclinado, en el que el bloque pierde energía en los rebotes contra el terreno. La velocidad de impacto así como la masa de los bloques para los ensayos de las dos pantallas se resumen en la tabla 1.

Barrier type	m_{SEL} (kg)	V_{imp} (m/s)	E_{SEL} (kJ)	m_{MEL} (kg)	E_{MEL} (kJ)	V_{imp} (m/s)
IBT-150	148	25,27	47,25	504	165,02	25,59
IBT-500	460,5	26,94	167,15	1429,5	518,87	26,94

Tabla 1. Masa, velocidad de impacto y energía de los ensayos SEL y MEL de las pantallas IBT-150 e IBT-500.

Las cargas en los cables se registran empleando sensores de cable (Blanco-Fernandez et al. 2013). Este tipo de sensor es capaz de medir indirectamente la fuerza de tracción de la siguiente manera: en la posición inicial el cable no está alineado y se encuentra apoyado en 3 puntos, los apoyos externos de la viga y el marco central. Cuando el cable sufre tracción debida a los esfuerzos externos, tiende a buscar la alineación flexionando la viga (Figura 3). Estos esfuerzos provocan tracción en la cara inferior de la viga y compresión en la superior. Las galgas extensométricas situadas en el interior de la viga son capaces de medir la deformación que está correlacionada con la fuerza axial del cable y se ha calibrado previamente con la ayuda de una máquina de tracción universal. La ubicación de los sensores se muestra en la Figura 2.

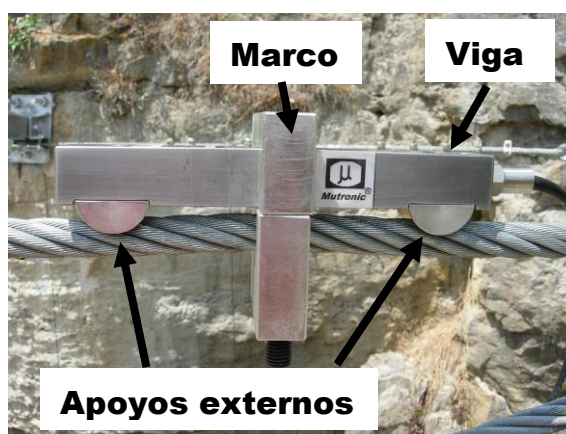


Figura 3. Colocación y definición de las partes de un sensor de cable.

Para posibilitar la medición de la velocidad del bloque, la máxima elongación vertical de la red y el ángulo entre los postes y el eje horizontal se instalan 2 cámaras de video de alta velocidad, una con enfoque frontal y otra con vista lateral de la pantalla. Estas cámaras se ajustaron para capturar 100 fotogramas por segundo.

Con el objetivo de la obtención de las reacciones en los bulones se emplearon 2 métodos distintos. El primero, implementado en la pantalla IBT-150, consiste en el diseño de una célula de carga empleando un cilindro con una rosca interna tipo GEWI. En el cilindro se ubican 4 galgas en 4 generatrices. En la pantalla IBT500 las galgas fueron directamente pegadas a la superficie del bulón, que fue previamente pulido para obtener una superficie limpia y plana. Además solo se colocaron en uno de los tres bulones de cada anclaje, localizándose a 45° del eje vertical del bulón que se considera va a sufrir mayores esfuerzos.

En la pantalla IBT-150 se trató también de comprobar las tensiones en la zona de la pieza de conexión entre el poste y el bulón sometida a mayores solicitaciones. Para ello se ejecutó el pegado directo de las galgas a la parte de la pieza de conexión, entre las dos anillas de guiado del cable perimetral (ver Figura 4).



Figura 4. Galgas extensométricas situadas en la pieza de conexión de la pantalla IBT-150 después del ensayo.

Todos los sensores se conectaron a un equipo de adquisición de datos DEWETRON DEWE 801 con 16 canales analógicos y 2 puertos firewire 400 para la conexión de las cámaras de video. La frecuencia de adquisición de datos en los ensayos fue de 5000 datos por segundo.

5. ANÁLISIS DE TENSIONES EN LA BASE DE LOS POSTES

El casquillo empleado en la pantalla IBT-150 para la medición de las tensiones en los bulones no funcionó correctamente, debido probablemente a una inadecuada transmisión de las tensiones a través de la rosca. Por otra parte, las galgas extensométricas ubicadas en los bulones

de la pantalla IBT-500 no muestran valores significativos para el ensayo SEL, y se obtienen picos aislados de carga durante el ensayo MEL en los instantes de máxima elongación de la pantalla, de valor 260 MPa, valor inferior al límite elástico.

Las galgas ubicadas en la pieza de conexión poste-bulón-cables perimetrales muestran unos valores de tensión por debajo del límite elástico asegurándose, por tanto, la integridad estructural de la misma al no producirse plastificación en ninguno de los lanzamientos.

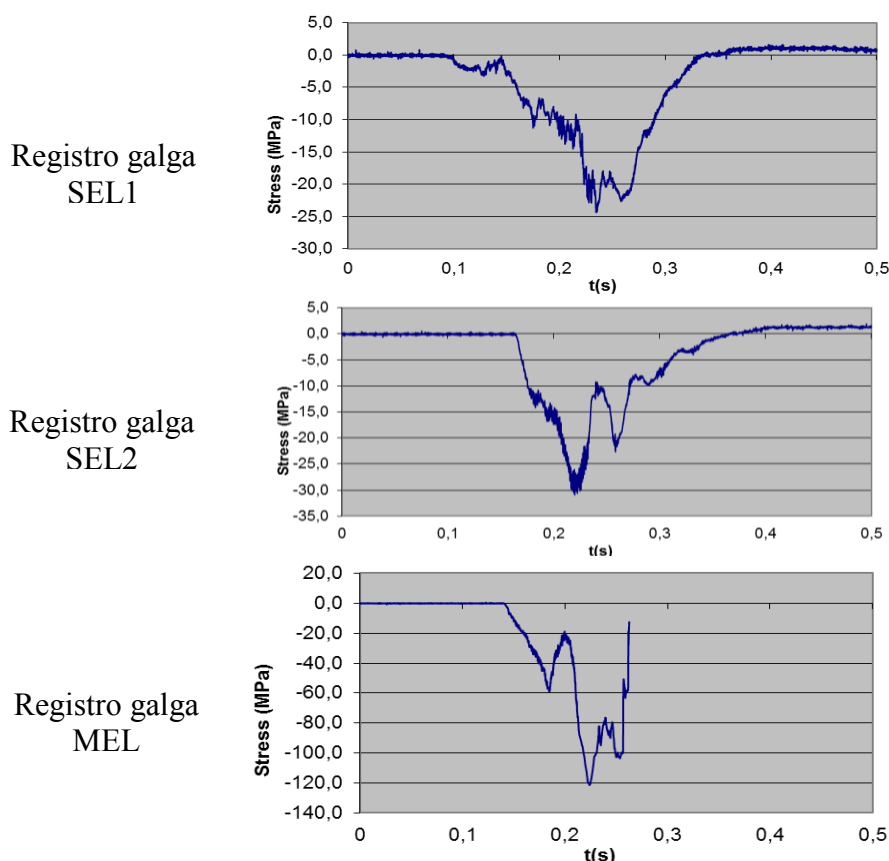


Figura 5. Registros de tensión en la pieza de conexión en los tres lanzamientos para la pantalla IBT-150.

5. ANÁLISIS DE LAS FUERZAS RESULTANTES

Las cargas máximas en cada uno de los sensores de cable en cada uno de los impactos se han resumido en las tablas 4 y 5.

		SEL 1	SEL 2	MEL
Sensor	Tipo	Fuerza (kN)	Fuerza(kN)	Fuerza (kN)
N1	Cable ϕ 8 mm	1,88	2,75	13,12
N2	Cable ϕ 8 mm	1,79	3,26	9,76
N3	Cable ϕ 16 mm	64,72	54,42	120,51
N4	Cable ϕ 16 mm	71,42	88,24	169,81
N5	Cable ϕ 16 mm	74,59	91,10	111,23
N6	Cable ϕ 16 mm	70,65	67,02	75,67
N7	Cable ϕ 16 mm	46,69	46,83	76,51
N8	Cable ϕ 16 mm	38,38	43,70	84,6
N9	Cable ϕ 16 mm	47,06	48,10	120,71
N10	Cable ϕ 16 mm	40,87	39,63	41,22

Tabla 2. Cargas registradas en los sensores de cable de la pantalla IBT-150

		SEL 1	SEL 2	MEL
Sensor	Tipo	Fuerza (kN)	Fuerza (kN)	Fuerza (kN)
N1	Cable ϕ 8 mm	7,05	14,78	20,49
N2	Cable ϕ 8 mm	11,98	17,94	27,55
N3	Cable ϕ 8 mm	7,66	14,57	11
N4	Cable ϕ 8 mm	10,74	24,78	Sensor dañado
N5	Cable ϕ 22 mm	105,98	107,07	191,51
N6	Cable ϕ 22 mm	110,47	131,23	202,08
N7	Cable ϕ 22 mm	104,30	100,13	184,84
N8	Cable ϕ 22 mm	126,71	136,04	244,28
N9	Cable ϕ 22 mm	133,88	140,06	253,62
N10	Cable ϕ 22 mm	82,10	86,56	300,82
N11	Cable ϕ 22 mm	97,96	103,82	218,62
N12	Cable ϕ 22 mm	123,26	219,66	311,09
N13	Cable ϕ 16 mm	14,21	41,91	73,97
N14	Cable ϕ 16 mm	47,45	56,07	Sensor dañado

Tabla 3. Cargas registradas en los sensores de cable de la pantalla IBT-500

Los ensayos SEL1 y SEL2 tanto de la pantalla IBT-150 como de la IBT-500 resultaron satisfactorios, no superándose en ningún caso el límite de rotura de los cables.

En el ensayo MEL, el sensor N4 de la pantalla IBT-150 registró una fuerza de 169,81 kN, valor superior al límite de rotura del cable. Sin embargo, el cable no se partió con dicha carga, posiblemente debido a que este es más resistente que la media. Además se puede

apreciar que en el ensayo MEL los esfuerzos registrados por los sensores situados en la parte derecha de la pantalla son mayores que los registrados por los sensores de la parte izquierda, lo que indica una pequeña desviación del impacto, menor a la tolerancia máxima definida por la ETAG 027, que especifica que el centro de masas del bloque deberá estar inscrito en un círculo de 1 metro de diámetro. Por su parte, en el ensayo MEL de pantalla IBT-500 los sensores N4 y N14 resultaron dañados, no pudiéndose obtener el registro de datos de los mismos. Adicionalmente se pueden observar valores máximos de carga muy altos de los sensores N9, N10, N11 y N12 situados en los vientos laterales. Atendiendo al registro completo de cargas se comprueba que la señal posee picos de carga tanto positivos como negativos que no se corresponden con la realidad, llegando a registrarse valores de que sugieren una compresión de hasta 150 kN, algo inverosímil ya que el estado de carga provocado por el impacto del bloque sobre los cables debería generar siempre esfuerzos de tracción.

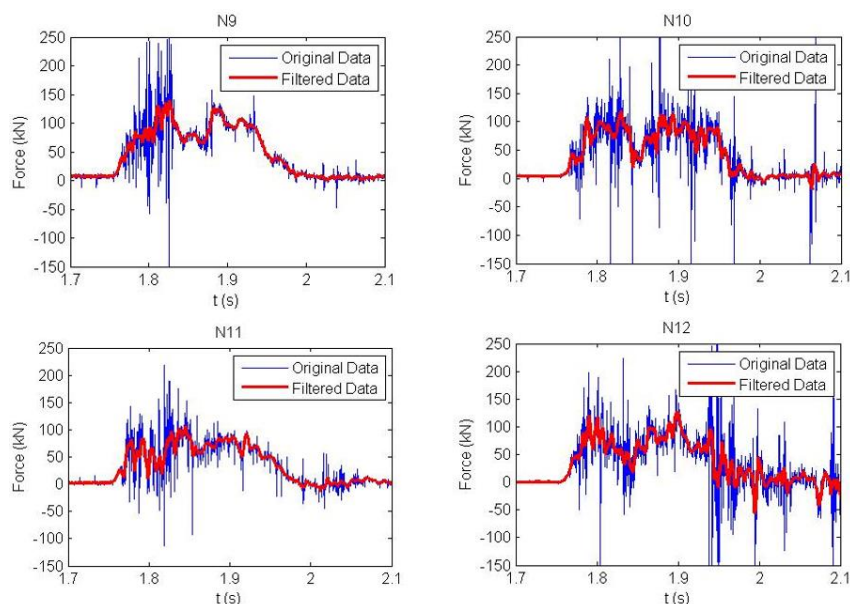


Figura 6. Registro experimental y filtrado de la señal en los sensores de cable N9, N10, N11 y N12 de la pantalla IBT-500.

Esto indicaría la presencia de ruido en la señal debida a las vibraciones del cable provocado por el impacto súbito del bloque, con lo que es necesario un filtrado para obtener el valor real de carga sufrida por los cables (Figura 6). Los valores máximos de los cables después de aplicar el filtro de ruido se detallan en la Tabla 4 observándose una reducción de entre el 33 y el 61,4%.

	Max Original Data (kN)	Max Filtered Data (kN)
N9	256,40	139,19
N10	300,82	119,02
N11	218,61	107,27
N12	329,27	127,04

Tabla 4. Valores máximos de los sensores N9, N10, N11 y N12 de la pantalla IBT-500 antes y después de la aplicación del filtro de ruido.

6. COMPORTAMIENTO DE LOS FRENOS

Los frenos no fallaron en ninguno de los ensayos con nivel de energía de servicio y de energía máxima. En el primer lanzamiento SEL de la pantalla IBT-150 únicamente se activó uno de los frenos del tirante superior derecho (F5 en la Figura 1). El impacto MEL resultó en la activación de todos los frenos excepto F3 y F6, que corresponden a los tirantes de los postes de los dos extremos. Por otra parte, los frenos de la pantalla IBT-500 se comportaron de forma ligeramente diferente, al activarse F2 y F11 correspondientes a los vientos laterales más alejados del terreno en el primer impacto con energía de servicio. Por último, de la misma manera que para la IBT-150, en el ensayo MEL todos los frenos funcionaron sufriendo algún tipo de desplazamiento exceptuando los correspondientes a los postes externos (F3, F4, F9 y F10).

7. DEFORMACIÓN DE LA PANTALLA

La relación entre la altura nominal y la residual marca la clasificación de la pantalla respecto a su nivel de deformación. La altura residual de las pantallas es superior al 70% de la altura nominal en los ensayos tipo SEL, y también superiores al 50% en los ensayos MEL, estableciéndose una clasificación de nivel de energía tipo A para ambas estructuras.

	IBT-150			IBT-500		
Ensayo	SEL1	SEL2	MEL	SEL1	SEL2	MEL
h_r (m)	2,16	1,96	1,58	2,87	2,68	1,95
h_r/h_n	82,1%	73,3%	60%	78,8%	73,6%	53%

Tabla 5. Altura residual y relación de esta con la altura nominal de todos los ensayos realizados sobre las pantallas IBT-150 e IBT-500

8. CONCLUSIONES

Las conclusiones alcanzadas en el presente trabajo son las siguientes:

- Se ha desarrollado una instrumentación para el ensayo de pantallas dinámicas, y se ha implementado en dos pantallas: IBT-150 e IBT-500.
- Ninguna de las opciones diseñadas para medir las tensiones en los bulones funcionó correctamente, siendo necesaria la creación de una nueva tecnología para siguientes ensayos.
- Los resultados obtenidos demuestran que ambas pantallas satisfacen los requerimientos de la guía ETAG027. El valor de la carga máxima en uno de los cables perimetrales superó ligeramente el valor de tensión máxima del cable, siendo recomendable incrementar su diámetro.

REFERENCIAS

- Blanco-Fernandez, E., Castro-Fresno, D., Del Coz Díaz, J.J., Díaz, J., 2013. Field measurements of anchored flexible systems for slope stabilization: Evidence of passive behavior. *Engineering Geology*, 153, pp. 95-104.
- Castro-Fresno, D., Del Coz Díaz, J.J., Garcia Nieto, P.J., Norambuena Contreras, J., 2009. Comparative analysis of mechanical tensile tests and the explicit simulation of a brake energy dissipater by FEM. *International Journal of Nonlinear Sciences and Numerical Simulation*, 10 (8), pp. 1059-1085.
- Escallón JP, Wendeler C (2013) Numerical simulations of quasi-static and rockfall impact tests of ultra-high strength steel wire-ring nets using Abaqus/Explicit. 2013 SIMULIA Community Conference
- EOTA. 2008. Guideline for the European technical approval of falling rock protection kits. Tech. Rep., European Organization for Technical Approvals (ETAG 27), Feb 2008, Brussels.
- Gerber W (2001) Guideline for the approval of rockfall protection kits. Swiss agency for the Environment, Forests and Landscape (SAEFL), Swiss federal research institute WSL, Berne.
- Lopez-Quijada, L., 2007 Desarrollo y análisis de una pantalla dinámica para la disipación de impactos de baja energía, como elemento de protección contra la caída de rocas, utilizando modelos matemáticos, programas de elementos finitos y ensayos de laboratorio, teniendo en cuenta variables dinámicas. *PhD thesis*.
- NFP 95 308 (1996) Rock falling protection equipment—net trap. AFNOR, France

LAS MALLAS PARA TALUDES Y LAS NUEVAS NORMAS INTERNACIONALES ISO

Roberto MAJORAL*, Jordi COLL†

* Ingeniero Industrial – Director de Desarrollo Estratégico
A.BIANCHINI, INGENIERO, S.A. – GRUPO MACCAFERRI

† Ingeniero Geólogo – Director Comercial
A.BIANCHINI, INGENIERO, S.A. – GRUPO MACCAFERRI

RESUMEN

El Comité ISO/TC 017/SC 17 "Steel wire rod and wire products" está desarrollando una serie de Normas para regular las mallas que se utilizan en el tratamiento de taludes inestables. Estas Normas, respetando las distintas concepciones de cada malla, establecen las bases para un diseño y cálculo apropiados y aportan criterios para valorar su durabilidad.

1. INTRODUCCIÓN

Es de todos conocido en qué consiste una Norma Técnica de producto. Pero quisiera empezar profundizando en este concepto (Norma) para valorar justamente la importancia que tiene su aparición en el sector de las mallas metálicas para el tratamiento de taludes.

De las muchas definiciones existentes he seleccionado dos:

- El término “Norma” se define en la "Norma EN 45020:2006 - Normalización y actividades relacionadas – Vocabulario general (Guía ISO/IEC 2:2004)¹" como un: *“documento, establecido por consenso y aprobado por un organismo reconocido, que proporciona, para un uso común y repetido, reglas, directrices o características para actividades o sus resultados, con el fin de conseguir un grado óptimo de orden en un contexto dado”*.

Por tanto, una norma suele ser la descripción de una serie de características o cualidades de los elementos de un producto, proceso, servicio, interfaz o material. Una norma también puede describir el modo en que se miden las propiedades, la composición, o los criterios de rendimiento por los que puede medirse un producto o proceso.

- El Ministerio de Industria, en la Ley 21/1992, de 16 de julio² define Norma como:

Artículo 8. Conceptos.

A los efectos del presente título se considera:

.....

3. **Norma:** La especificación técnica de aplicación repetitiva o continuada **cuya observancia no es obligatoria, establecida con participación de todas las partes interesadas, que aprueba un Organismo reconocido, a nivel nacional o internacional, por su actividad normativa.**

4. **Reglamento técnico:** La especificación técnica relativa a productos, procesos o instalaciones industriales, establecida con carácter obligatorio a través de una disposición, para su fabricación, comercialización o utilización.

Las normas técnicas emitidas por organismos de normalización son pues, por definición, voluntarias; aunque la administración competente puede exigir su cumplimiento mediante una ley, decreto o reglamento para un alcance determinado, así como emplearlas en los pliegos de prescripciones técnicas de los contratos públicos. Las organizaciones privadas también pueden hacer referencia a estos documentos en sus pliegos de compra o requisitos contractuales.

¿Qué valor aportan las Normas, en nuestro Sector?

- **Estandarización:** (Norma, en inglés, es Standard). Desarrollar una Norma es la actividad por la que se unifican criterios respecto a determinadas materias y se posibilita la utilización de un lenguaje común (en cada campo de actividad concreto) entre las empresas, la administración pública, los usuarios y los consumidores. De dicha estandarización derivan ventajas como:
 - Facilitar el comercio internacional, particularmente al reducir las barreras técnicas.
 - La armonización de criterios de desempeño en un solo estándar globalmente relevante (no "individuales", de cada fabricante)
 - Lograr la compatibilidad entre productos o componentes. Hacer posible que las empresas competidoras elaboren productos compatibles o interoperables.
- **Garantía de Calidad:** Las Normas no solo proporcionan información y definición de los principales parámetros que caracterizan los productos. También determinan y unifican los métodos de ensayo de dichos parámetros, de forma que los productos puedan ser realmente comparados entre ellos y verificar así si cumplen con las prestaciones que prometen. Las Normas permiten:
 - Asegurar la calidad y la seguridad de productos y servicios.
 - Mejorar la protección y confianza para los consumidores y la sociedad en general.
 - Facilitar la innovación y el desarrollo de tecnologías al proporcionar una base tecnológica estable e interoperable.
 - Comparar costes y prestaciones, optimizando la relación Calidad/Precio.
 - Establecer las bases (aunque no sean Normas Armonizadas) para la obtención de la **Marca CE**, en la medida que definen, de forma general (y no particular de cada

fabricante) los parámetros esenciales de los productos y cómo deben ser medidos. En consecuencia, las Normas son la base para la emisión de la Declaración de Prestaciones (DoP), en conformidad a un FPC (Factory Production Control).

- **Calidad en el Proyecto:** Por los mismos criterios antes enumerados, las Normas permiten:
 - Determinar los requisitos contractuales y de adquisición, pública o privada.
 - Minimizar los riesgos de responsabilidad civil.
 - Respaldar la aplicación de la legislación y las políticas gubernamentales.
- Las normas permiten **respaldar una reglamentación mejor y más inteligente** mediante un **enfoque de corregulación o de autorregulación**.

El Nuevo Enfoque, y ahora el Nuevo Marco de Referencia Legislativo³, proponen la referencia indirecta a las normas en la legislación sin incorporarlas directamente en el texto legislativo. Esto permite al legislador confiar en la flexibilidad del marco de referencia voluntario de la normalización. Las normas se actualizarán cuando se requiera, respondiendo a las necesidades del mercado y sin que sea necesario hacer cambios en la legislación. Aporta el beneficio de **mantener la separación entre normas voluntarias y legislación obligatoria**, en un entorno favorable para la innovación. Por este motivo, CEN y CENELEC recomiendan encarecidamente la referencia indirecta a las normas en la legislación.

2. ISO/TC 017/SC 17



ISO (Organización Internacional de Normalización) es una organización internacional no gubernamental, independiente, cuyos 163 miembros son los organismos nacionales de normalización. A través de sus miembros, reúne a expertos para compartir conocimientos y desarrollar estándares internacionales voluntarios, basados en el consenso y relevantes para el mercado, que apoyen la innovación y proporcionen soluciones a los retos globales.

ISO ha publicado 21.613 Normas Internacionales y documentos relacionados, que abarcan casi todas las industrias, desde la tecnología hasta la inocuidad de los alimentos, la agricultura y la sanidad⁴.

El subcomité ISO/TC 017/SC 17 "Steel wire rod and wire products" está desarrollando una serie de Normas para regular productos de alambre de acero y su materia prima, el alambρόn.

Antes del año 2012, las únicas Normas existentes que regulaban mallas metálicas para aplicación al tratamiento de taludes, se referían exclusivamente a la malla hexagonal, conocida en España como Triple Torsión.

- *ASTM A975 - Double-Twisted Hexagonal Mesh Gabions and Revet Mattresses (Metallic-Coated Steel Wire or Metallic-Coated Steel Wire With Poly(Vinyl Chloride) (PVC) Coating)*. Primera edición: 1997. Última revisión: 2016.
- *EN 10223-3 - Alambres de acero y productos de alambre para cerramientos y mallas. Parte 3: Malla hexagonal de acero para aplicaciones en ingeniería civil*. Primera edición: 1997. Última revisión: 2013.

En enero de 2012 se publica una norma italiana, no vinculada a ninguna tipología concreta de malla, que define los procedimientos de ensayo para la determinación de las principales propiedades de las redes utilizadas para el recubrimiento de taludes:

- *UNI 11437 - Rockfall protective measures - Tests on meshes for slopes coverage*.

Tomando como base esta normativa existente, el subcomité ISO/TC 017/SC 17 ha elaborado ya las dos normas siguientes:

- *ISO 17745 - Steel wire ring net panels — Definitions and specifications*. Primera edición: mayo 2016.
- *ISO 17746 - Steel wire rope net panels and rolls — Definitions and specifications*. Primera edición: mayo 2016.

Y está trabajando en la elaboración de otras dos (siempre en el campo de las mallas o redes para taludes), para finalizarlas antes de final de año (aunque la votación final seguramente se producirá en 2018):

- *ISO/CD 21123 - Hexagonal steel wire mesh products for civil engineering purposes*.
- *ISO/CD 21124 - Chain link steel wire mesh products for civil engineering purposes*.

3. ANÁLISIS DEL CONTENIDO DE LAS NORMAS

La pretensión de este trabajo es analizar el contenido de las referidas Normas en lo relativo a las prestaciones del producto "final" y no en lo que se refiere a su fabricación. En otras palabras: pasaremos por alto las definiciones, la descripción concreta de cada malla o el análisis de los elementos que la componen así como los controles de calidad que permiten garantizar las prestaciones del producto final.

Queremos resaltar cómo las distintas normas definen las prestaciones de las mallas y la forma de medirlas, lo que permite diseñar y calcular los coeficientes de seguridad obtenidos en cada caso. Podremos seleccionar la malla más adecuada a cada situación y establecer el

equilibrio seguridad / coste que se estime oportuno.

La verificación de la seguridad en el Eurocódigo 7⁵ (EC-7 en adelante) parte de la definición de una serie de estados límite, que debe cumplir cada una de las actuaciones geotécnicas, englobados en dos tipos: Estados Límite Últimos (ELU) y Estados Límite de Servicio (ELS).

El Anejo Nacional Español del EC-7, para el estudio de la estabilidad de taludes elegirá el "Enfoque de Proyecto 3" (dentro de los previstos en el EC-7), que mayor las acciones y minora los valores de los parámetros resistentes, como normalmente se viene haciendo en los cálculos de estabilidad por equilibrio límite. (*Estaire y otros; 2012*)⁶.

La aplicación de los Eurocódigos implica el análisis de los Estados Límite Últimos (ELU) y los Estados Límite de Servicio (ELS).

Un **Estado Límite Último (ELU)** es un estado límite que, de ser rebasado, la estructura completa o una parte de la misma puede colapsar al superar su capacidad resistente. En el caso que nos ocupa equivale a **la rotura de la malla**.

Cuando en un talud inestable se inician los desprendimientos, el material que quiere desplazarse se "apoya" sobre la malla. La malla está sujeta mediante bulones, placas y cables horizontales, conjunto de elementos que componen el sistema. El sistema debe tener la capacidad de resistir este empuje y evitar que el material desprendido se movilice. Por ello suele hablarse de **Capacidad del Sistema** entendiendo como tal los kN de material desprendido que se "sostienen" por metro cuadrado de talud tratado.

Dimensionar el sistema a ELU equivale a dimensionar todos los elementos que lo componen a rotura. **La red o malla aplicada llegará a su Estado Límite Último cuando se supere su resistencia a tracción.** El dimensionado del resto de elementos del sistema (bulones, placas y cables horizontales) es también necesario, pero no forma parte del alcance de las Normas que aquí se presentan.

Un **Estado Límite de Servicio (ELS)** es un tipo de estado límite que, de ser rebasado, produce una pérdida de funcionalidad o deterioro de la estructura, pero no un riesgo inminente de colapso a corto plazo. En general, los ELS se refieren a situaciones solventables, reparables o que admiten medidas paliativas. En las mallas para taludes se analizan dos ELS:

- **ELS de deformación excesiva.** (deformación, desplazamiento)
- **ELS de durabilidad** (oxidación, etc.)

Siendo los ELS de vibración excesiva o de fisuración excesiva no aplicable a las mallas.

El sistema de estabilización de taludes por aplicación de mallas metálicas se conoce en la literatura técnica como Revestimiento Estructural **Flexible** (Phear A., 2005 – CIRIA, 2005)⁷. Y precisamente porque es flexible, el sistema se deformará y será necesario verificar que no se producen deformaciones excesivas (ELS). Para valorar las deformaciones será necesario conocer el comportamiento carga/deformación de cada malla mediante un ensayo o test standard.

4. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO o ROTURA DE LA MALLA

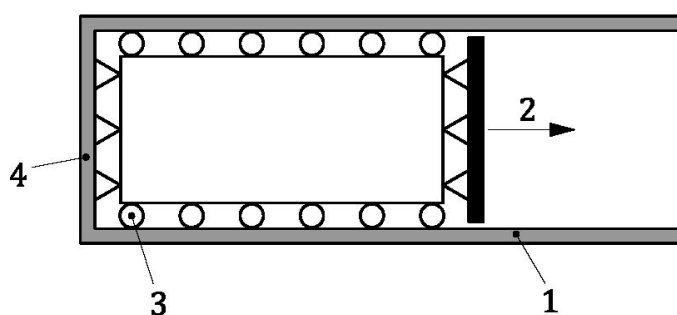
Como indican las propias Normas: *Los ensayos de resistencia a la tracción (y capacidad de carga de punzonamiento) son **indicadores de las prestaciones y calidad del producto**. El uso de los resultados con fines de diseño se basará en criterios de ingeniería, de acuerdo con la experiencia y la práctica actual, y las condiciones del lugar.*

Resistencia a la tracción de la malla (ensayo de tracción longitudinal sin contracción lateral). Reproducimos de forma breve el test indicado por las Normas.

El ensayo determina la resistencia real a tracción, longitudinal y transversal y el alargamiento relativo del panel o malla. Para ello, se utilizará un bastidor de cuatro vigas de acero, una de las cuales es libre de deslizarse en la dirección de la carga (dirección longitudinal) (véase la Figura 1).

La muestra deberá tener una anchura no inferior a 1.000 mm y una superficie mínima de 1,0 m².

La muestra se fijará al bastidor por medio de dispositivos de acoplamiento lateral, tales como grilletes o tensores. Los dispositivos de acoplamiento lateral deberán ser libres de deslizarse a lo largo de las vigas longitudinales.



- 1 Marco fijo
- 2 Viga móvil
- 3 Restricción lateral
- 4 Dispositivo de sujeción longitudinal

Figura 1 – Utillaje para test

La prueba finaliza cuando se alcanza la carga de rotura de la muestra o la carga máxima aplicable. La carga de rotura de la muestra se alcanza cuando la muestra ya no es capaz de soportar ningún aumento de la fuerza aplicada. También se permite realizar el ensayo sin llegar a la rotura de la muestra, en cuyo caso, la resistencia a la tracción corresponde a la carga máxima alcanzada durante el ensayo.

Informe del test

El informe de ensayo deberá contener una descripción completa del espécimen (los materiales de base y sus resistencias, los detalles constructivos, las características geométricas de la red, los detalles tecnológicos, etc.) facilitada por el solicitante de la prueba y reportar la siguiente información, para cada dirección del test:

- a) Descripción de los modos de fallo;*
- b) Gráfico representando la resistencia longitudinal vs. desplazamiento de la viga móvil y gráfico representando reacción lateral vs. desplazamiento de la viga móvil;*
- c) Carga de rotura, reacción lateral a carga de rotura y desplazamiento de la viga móvil a carga de rotura;*
- d) Documentación fotográfica del espécimen antes y después del ensayo, en el que se mostrarán las conexiones al bastidor.*



Figura 2 – Documentación fotográfica después de finalizar el test

4b ESTADO LÍMITE ÚLTIMO POR PUNZONAMIENTO PLACA/MALLA.

Las normas ISO publicadas (ISO 17745 - Steel wire ring net panels y ISO 17746 - Steel wire rope net panels and rolls) no contemplan este ensayo. En cierto modo es comprensible, dado que la interacción malla / placa no suele ser directa, por la utilización de los cables horizontales.

Cuando se usan cables horizontales (que deberán ser calculados y evaluados a su ELU) el terreno empuja la malla pero la malla se apoya sobre los cables horizontales y son éstos los que transmiten la carga a las placas y estas, a los bulones. **Si se usan cables horizontales, el punzonamiento placa/malla no generará un riesgo de ELU.** La figura 3 ilustra perfectamente esta afirmación.

TERRENO ➡ MALLA ➡ CABLE HORZ. ➡ PLACA ➡ BULÓN



Figura 3: Ejemplos con utilización o no de cables horizontales

Cuando no se usan cables horizontales (esencialmente en Soil Nailing) esta interacción placa/malla podría ser causa de rotura y supone un ELU que debe ser evaluado. La malla hexagonal y la de simple torsión son usadas frecuentemente en Soil Nailing (Figura 3, derecha). Las Normas de dichas mallas incorporan el test de resistencia a punzonamiento placa/malla. Reproducimos el test incluido en el Anexo B (informativo) de la ISO/CD 21124, pendiente de aprobación. Se prevé un ensayo similar en ISO/CD 21123, pero con dimensiones geométricas distintas.

Alcance: *Para Soil Nailing, el objetivo de este ensayo es determinar la resistencia de la malla al punzonamiento perpendicular.*

Espécimen de prueba: *Las muestras de malla deberá ser representativas en cuanto a materiales y geometría. La muestra de ensayo se terminará (perímetro) de la misma manera que en la fabricación de la malla y sin ningún elemento de refuerzo. La muestra de ensayo estará constituida por paneles de dimensiones 300 cm x 300 cm (+/- 20%).*

Una placa circular con un grosor de 40mm, un radio de 10mm en todos los bordes, un diámetro exterior de 200mm y un perno de tracción en el centro, se coloca en el centro de la muestra de prueba. El perno de tracción tiene un diámetro de 0,8 x di (diámetro interior de abertura de malla).

La fuerza vertical y el desplazamiento de la placa circular se registrarán continuamente mediante células de carga y un dispositivo de medición apropiado. La prueba finaliza cuando la malla falla en el contacto con la placa o por la ruptura de una primera malla en algún otro lugar.

Resultado del test: *Desplazamiento vertical a rotura y carga aplicada correspondiente.*

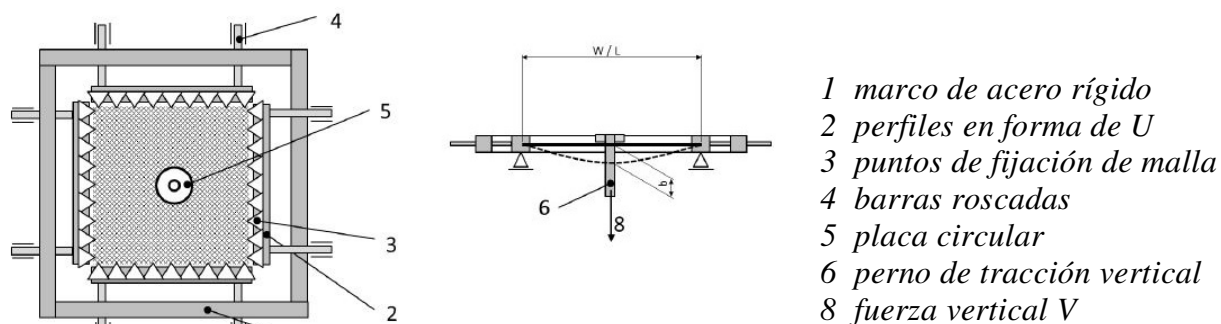


Figura 4: Utillaje para test de punzonamiento placa/malla en ISO/CD 21124

5. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO POR DEFORMACIÓN EXCESIVA

Para la evaluación de este ELS, **el proyecto deberá fijar la deformación máxima admisible**, en función del riesgo de interferencia con la infraestructura que se protege (por ejemplo por ausencia de cuneta). Se requieren deformaciones muy bajas cuando hay que evitar los asentamientos de una infraestructura en la cabecera de un talud, por ejemplo.



Figura 5: Lejos de la infraestructura--Cerca de la infraestructura---Evitar asentamientos
Deform. admisible:-Media -----Baja-----Muy Baja-----

Para la evaluación de este ELS será necesario determinar con que coeficiente de seguridad se cumple la deformación máxima admisible de proyecto. Para ello será necesario calcular la deformación esperable en las condiciones límite. Y para dicho cálculo es necesario conocer la rigidez deformativa de la malla a través del test **Load bearing capacity test procedures for rockfall applications** previsto en ISO/CD 21123 (como ejemplo).

La prueba consiste en cargar una muestra de red perpendicularmente a su plano por medio de una forma hemisférica (prensa) La prensa debe estar ubicada en el punto central del panel. Las características geométricas de la prensa son (Figura 6): radio de curvatura: 1,200 mm; diámetro máximo proyectado sobre el plano: 1.000 mm; radio de curvatura en el borde: 50 mm. La muestra para el test tiene forma rectangular, con un lado de 3,0 m (tolerancia $\pm 20\%$).

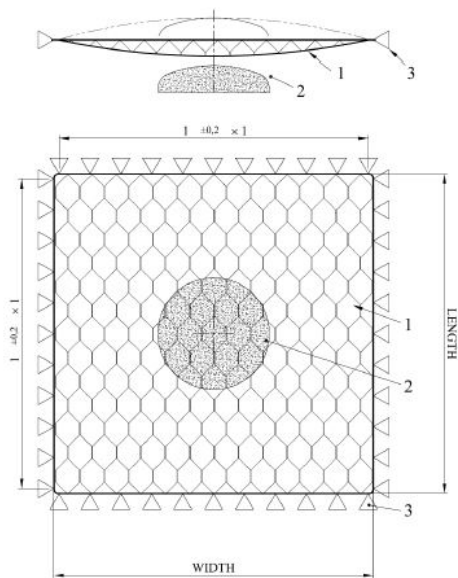


Figura 6: dimensiones de la prensa

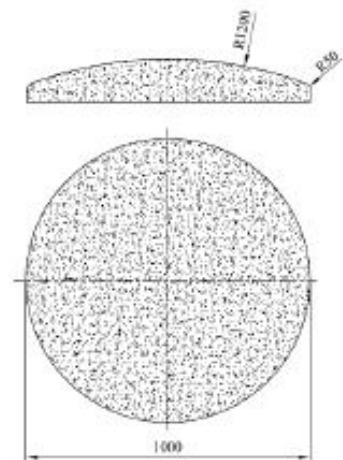


Figura 7: dimensiones de la prensa.

Durante la prueba se deben tomar las siguientes medidas de forma continua: fuerza aplicada por la prensa; movimiento de la prensa en relación con el plano de referencia. La curva: "carga / desplazamiento medido en el centro de la prensa", debe proporcionarse para cada producto

Resultado del test: Desplazamiento vertical a rotura y carga aplicada correspondiente



Figura 8: Utillaje completo y detalle

6. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO POR DURABILIDAD

La corrosión atmosférica limita la vida de las mallas instaladas en los taludes. La primera norma que afrontó este problema fue la *EN 10223-3, "Alambres de acero y productos de alambre para cerramientos y mallas. Parte 3: Malla hexagonal de acero para aplicaciones en ingeniería civil"* por qué (a nivel normativo) asocia a cada ambiente, según su agresividad, una calidad de recubrimiento, y a nivel informativo, una vida útil estimada (en años).

La norma *EN ISO 9223:2012 – "Corrosión of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres - Classification, determination and estimation"* establece un sistema de clasificación para la corrosividad de los ambientes atmosféricos en función de la pérdida de zinc (o de otros materiales) durante el primer año de exposición a dicho ambiente. También asocia una descripción de los ambientes atmosféricos típicos a cada categoría (ver Norma). Para dar una idea de cómo se mide dicha agresividad, se reproduce a continuación una "versión simplificada" de esta clasificación, con las pérdidas de Zinc en el primer año.

	Descripción	∇ de Zn g/m ² 1er año
C1		$\nabla \leq 0,7$
C2	Agresividad baja – Condiciones secas	$0,7 < \nabla \leq 5$
C3	Agresividad media - Condiciones secas	$5 < \nabla \leq 15$
C4	Agresividad alta – Condiciones húmedas	$15 < \nabla \leq 30$
C5	Agresividad muy alta – Condiciones húmedas	$30 < \nabla \leq 60$
CX	Agresividad extrema	$60 < \nabla \leq 180$

Aunque todas las Normas que estamos presentando han seguido criterios coherentes, no han adoptado exactamente la misma tabla. A continuación presentamos una síntesis (por "suma") de las calidades asignadas a cada ambiente y la durabilidad reconocida en las tres normas aprobadas (EN 10223-3; ISO 17745; ISO 17746). Las que están en curso de aprobación, manteniendo el criterio de asociación de calidades adecuadas para cada categoría, de C2 a CX, es posible que no asuman incluir "años de vida útil".

C2	Zn	A	25	C4	Zn95-Al5	A	10
		B	10		Advanced	A	25
	Zn95-Al5	A	50		Metallic C	B	10
		B	25		Plast+Al5	A	120
	Advanced	A	120		Plast+Adv.	A	>120
		B	50	C5	Plast+Al5	A	120
C3	Zn	A	10		Plast+Adv.	A	>120
	Zn95-Al5	A	25	CX	Plast+Al5	A	120
		B	10		Plast+Adv.	A	>120
	Advanced	A	50				
		B	25				
	Plast+Al5	A	120				
	Plast+Adv.	A	>120				

Totas las durabilidades y consideraciones anteriores, se refieren sólo a corrosión ATMOSFÉRICA. Por ello, en el pie de la Tabla 1 de la EN 10223-3 se indica: *Los gaviones destinados a estar sumergidos en agua (de mar y/o contaminada) y/o en contacto con soluciones alcalinas, o los gaviones que estén sometidos a condiciones abrasivas (tormentas de arena, ...) se deben proteger con revestimiento metálico más revestimiento plástico o se deben fabricar con alambre de acero inoxidable.*

En otras palabras: los ataques químicos (no corrosión atmosférica) deben ser tratados exclusivamente con "barrera" de plástico o usar acero inoxidable. Aunque se hable de gaviones, es perfectamente extensible a las mallas para taludes en contacto (por ejemplo) con yesos o aguas ferruginosas. En la fotografía adjunta se aprecia cómo sólo el hilo plastificado (por "la marca Bianchini") no es atacado por las aguas agresivas del talud. Aquí, cualquier aleación de Zn (incluidos los advanced metallic coating) fracasa.



REFERENCIAS

- [1] ISO/IEC Guide 2:2004 Standardization and related activities -- General vocabulary
- [2] LEY 21/1992, de 16 de julio, de Industria. BOE de 23 de Julio de 1992
- [3] GUÍA 30, CEN-CENELEC Guía europea sobre normas y reglamentación - Mejora de la reglamentación mediante el uso de normas voluntarias - Orientación para los legisladores. Edición 1, 2015-06
- [4] <https://www.iso.org>
- [5] EN 1997 1, (2005). "Eurocode 7: Geotechnical design" - Part 1: General rules
- [6] Estaire J., Fernando Pardo de Santayana y Áurea Perucho. Laboratorio de Geotecnia / CEDEX - Anejo Nacional Español del Eurocódigo 7
- [7] Phear A., Dew C., Ozsoy B., Wharmby N.J., Judge J., e Barley A.D. (2005). "Soil nailing – Best practice guidance" CIRIA C637, London, 2005.
- [8] Bertolo P., Ferraiolo F., Giacchetti G., Oggeri C., Peila D., e Rossi B., (2007). "Metodologia per prove in vera grandezza su sistemi di protezione corticale dei versanti" GEAM Georingegneria Ambientale e Mineraria, Anno XLIV, N. 2, Maggio-Agosto 2007.
- [9] Bertolo P., Oggeri C., Peila D. (2009). "Full scale testing of draped nets for rock fall protection" Canadian Geotechnical Journal, No. 46 pp. 306-317.
- [10] Bertolo P., Giacchetti G. (2008). "An approach to the design of nets and nails for surficial rock slope revetment" in Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection, June 23-25 2008, Morshach, Switzerland.
- [11] Ferraiolo F., e Giacchetti G., (2004). "Rivestimenti corticali: alcune considerazioni sull'applicazione delle reti di protezione in parete rocciosa" in atti "Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio" – Trento 2004, Peila D. Editor.

SIMULACIÓN DE UNA PANTALLA DINÁMICA MEDIANTE FEM Y CALIBRACIÓN MEDIANTE DOS ENSAYOS IN SITU REALES

Laura CASTANON-JANO*, Elena BLANCO-FERNANDEZ*, Daniel CASTRO-FRESNO*, Diego FERREÑO†

* GITECO

Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Cantabria

† LADICIM

Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Cantabria

RESUMEN

Las pantallas dinámicas son estructuras flexibles y ligeras que se emplean para la retención de rocas en taludes rocosos inestables. Su diseño y verificación de capacidad de absorción de energía se realiza a través de ensayos experimentales sobre la pantalla completa. Además, el uso de herramientas de elementos finitos permite reducir costes minimizando el número de ensayos de campo al emplear modelos que reproducen el comportamiento de dichas estructuras frente al impacto. En este trabajo se presenta la calibración de los modelos numéricos de dos pantallas dinámicas IBT-150 e IBT-500, fabricadas por la empresa Malla Talud Cantabria, y ensayadas experimentalmente siguiendo la guía ETAG27, empleando para ello el software Abaqus Explicit. La implementación de los modelos numéricos procura una máxima simplificación con el fin de obtener un coste computacional bajo, aunque evitando condiciones de contorno excesivamente restrictivas. Los resultados obtenidos presentan una adecuada concordancia con respecto a los registros de fuerzas y la elongación máxima sufrida en el impacto en los ensayos reales.

1. INTRODUCCIÓN

Las pantallas dinámicas para la retención de rocas en laderas inestables están formadas por una red de intercepción, postes anclados al terreno, cables de conexión y elementos

disipadores de energía. Generalmente se dividen en varios módulos funcionales de entre 6 y 12 metros, con lo que estas estructuras son capaces de cubrir grandes longitudes. En un inicio las pantallas se diseñaban y mejoraban mediante la ejecución de ensayos experimentales sobre las mismas, lo que suponía un alto desembolso económico para las empresas fabricantes. A partir de los años 2001 y 2002 se comenzaron a utilizar modelos numéricos de elementos discretos (Nicot et al, 2001) y de elementos finitos (Cazzani et al, 2002) como complemento al análisis experimental para analizar el comportamiento de las pantallas frente a los impactos y crear diseños más eficientes optimizando costes, ya que con esta técnica se reduce significativamente el número de ensayos de campo. En la actualidad, son numerosos los trabajos científicos en los que se incluyen modelos numéricos que pretenden predecir el comportamiento de las pantallas, empleando distintos grados de complejidad en el problema que influyen en la calidad de la solución (Gentilini et al., 2012, Escallon et al., 2014, Escallon et al., 2015). En este trabajo se utilizará el software de elementos finitos Abaqus Explicit para la modelización de dos pantallas dinámicas de 150 kJ y 500 kJ de capacidad energética. La calibración de estos modelos se realiza comparando los resultados con los obtenidos experimentalmente siguiendo las recomendaciones de la ETAG 027(EOTA 2008).



Figura 1. Pantalla dinámica IBT-500.

2. GEOMETRÍA

Las pantallas objeto de este estudio son las denominadas IBT-150 y la IBT-500 pertenecientes a la compañía MTC. Estas fueron diseñadas para soportar una máxima capacidad de disipación

de 150 y 500 kJ respectivamente.

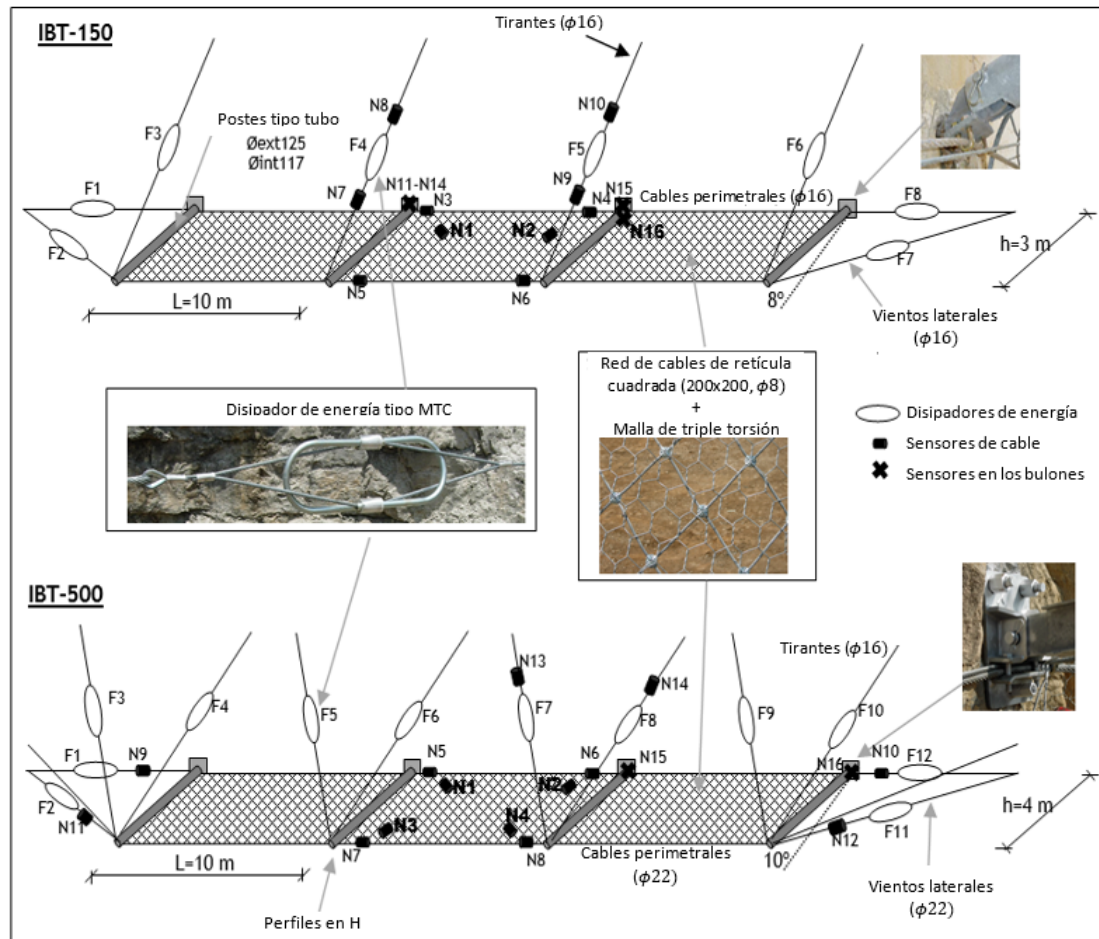


Figura 2. Geometría y componentes de las pantallas dinámicas ensayadas y situación de los sensores de cable.

La pantalla IBT-150 (Lopez-Quijada, L., 2007) está formada por 3 paños o módulos funcionales de 10 metros de longitud y 3 metros de altura, con una red de cables cuadrada de lado de retícula 200 mm y una malla de alambre de triple torsión auxiliar cuyo objetivo es evitar que se precipiten las piedras de menor tamaño. Los postes son de tipo tubular y se mantienen erectos gracias a un tirante por cada poste. La pantalla también dispone de 8 disipadores de energía, uno por cada viento lateral y tirante. La IBT-150 no tiene placas de anclaje, sino que dispone de unas piezas de acero especialmente diseñadas que se atornillan al bulón y contienen dos anillas a través de las cuales se hacen pasar los cables perimetrales, así como una cabeza circular con un orificio central que permite sujetar el poste al terreno.

La pantalla IBT-500, por su parte, está formada por 3 módulos funcionales de 10 metros de longitud y 4 metros de altura, con una red de cables cuadrada de lado de retícula 200 mm y una

mallas auxiliares de alambre de triple torsión. Los postes son de tipo HEB, y dispone de 2 tirantes por cada poste. Cada viento lateral y tirante posee un dissipador de energía, lo que hace un total de 12 frenos. Esta estructura si dispone de placas de anclaje, que se fijan al terreno mediante 3 bulones tipo Gewi.

3. CARACTERÍSTICAS DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

La implementación de un modelo numérico capaz de definir correctamente el comportamiento de las pantallas dinámicas que se quieren analizar conlleva enfrentarse a un modelo altamente dinámico en el que aparecen los tres tipos posibles de no linealidades: contactos con fricción, la plasticidad del material y la no linealidad geométrica (grandes desplazamientos).

Los cables se simulan empleando elementos unidimensionales sin rigidez a flexión. El material para los cables es de tipo elasto-plástico bilineal (Figura 3). El radio equivalente se obtiene a partir del área transversal efectiva de todos los alambres del cable.

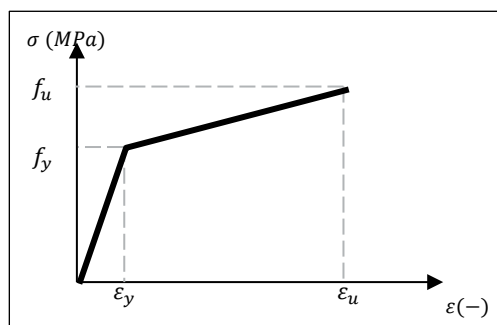


Figura 3. Curva tensión-deformación empleada en la caracterización de los cables.

La conexión entre los cables perimetrales y la red de intercepción se consigue mediante el llamado “cable de cosido”, que se enrolla alrededor del cable perimetral y se enhebra por cada uno de los cuadros del contorno de la red. Ante la dificultad de una simulación geoméricamente realista de este cable se busquen otras alternativas más sencillas. La primera que podría plantearse sería la unión directa de la red de cable al cable perimetral. Sin embargo, esto no permitiría ningún tipo de rozamiento con lo que se tendría una estructura más rígida y menos resistente que la realidad. La alternativa elegida se basa en la adición de unos elementos en forma de anilla en cada uno de los vértices de la red actuando de conexión y permitiendo lo que se puede denominar “efecto cortina”.

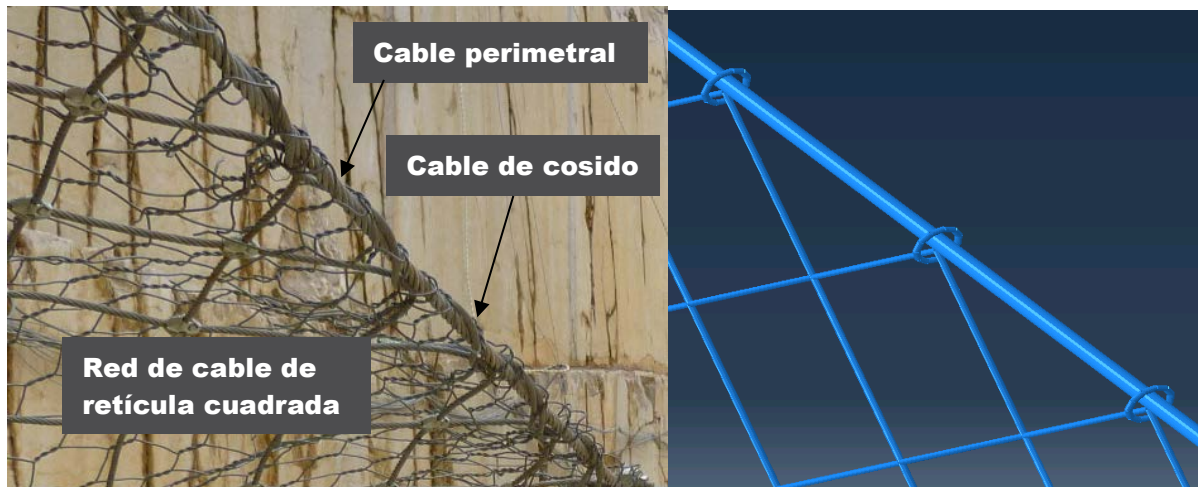


Figura 4. Unión de la red de cable a los cables perimetrales, a) Cosido real de la red mediante un cable adicional, b) simulación numérica utilizando grilletes

Los postes se constituirán de elementos tipo viga, elementos unidimensionales que, a diferencia de los cables poseen rigidez a flexión. Estos tendrán el perfil de la geometría real, es decir, tubo hueco en el caso de la pantalla IBT-150 y HEB en el caso de la pantalla IBT-500. Para conectar los postes a los cables perimetrales se emplearan las mismas anillas que las mencionadas anteriormente para conectar los cables perimetrales y la red. Los laterales de la red se fijan a los postes extremos al igual que ocurre en la realidad (Figura 5).



Figura 5. Detalle de la unión del poste extremo con la red.

Para simular los contactos entre el bloque y la red y entre los cables y las anillas se utiliza una aproximación de contacto general con fricción.

Los disipadores de energía o frenos (Figura 6) se implementan mediante conectores axiales con una ley de comportamiento fuerza-desplazamiento similar a su comportamiento real. Dichas curvas de comportamiento se muestran en detalle en Castro-Fresno et al. (2009).



Figura 6. Curva característica fuerza-desplazamiento de los disipadores de energía integrados en todos los modelos de pantalla dinámica estudiados.

Los bloques de hormigón se formulan como cuerpos rígidos analíticos y su geometría se simplifica mediante una esfera con una masa similar al bloque real, empleando una densidad de hormigón de 2500 kg/m³.

La gravedad actúa sobre todo el modelo, y se le aplica al bloque, que se encuentra a 0,5 m de la pantalla, una velocidad inicial de 25 m/s.

En la Figura 7 se puede observar el modelo final en su estado inicial, en el que se observa la ubicación de los frenos (tipo axial) y de las condiciones de contorno en los extremos de los cables.

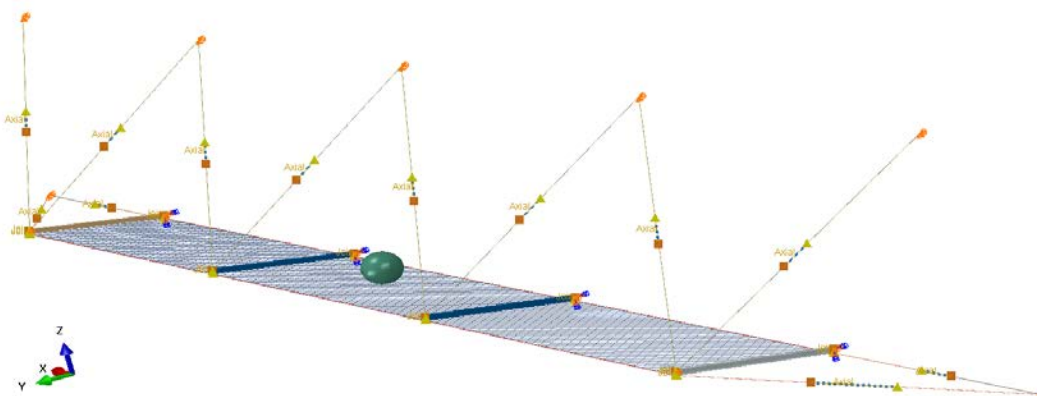


Figura 7. Modelo final para la pantalla IBT-500

4. RESULTADOS

Los registros máximos de fuerza obtenidos de los ensayos de campo junto con los valores resultantes de las simulaciones mediante elementos finitos de las pantallas IBT-150 e IBT-500 se muestran en las Tablas 1 y 2. Las mayores discordancias se encuentran en los cables situados en el tirante superior izquierdo (N7 y N8) de la pantalla IBT-150, y en el tirante superior derecho del poste derecho de la pantalla IBT-500 (N13). Esto puede ser debido que los frenos pueden

tener una curva fuerza-desplazamiento diferente entre si aun habiéndoles aplicado la misma presión en los manguitos (Castro-Fresno et al. 2009). El origen de esta variabilidad en el comportamiento de los frenos puede deberse a que el proceso de montaje de las piezas del freno se realiza de forma manual, con lo que cualquier pequeña diferencia de la posición de los tubos en U al colocar los casquillos y aportarles presión provocará que el deslizamiento sea o no simétrico influyendo por tanto en la curva de comportamiento del freno. Es reseñable el bajo porcentaje de error que presenta el ensayo de máxima energía MEL correspondiente a la red IBT-500 en la que la máxima dispersión entre resultados numéricos y experimentales es inferior al 10%.

Tabla 1. Fuerzas máximas en los ensayos SEL y MEL sobre la pantalla IBT-150. Comparación de resultados numéricos y experimentales

	SEL150			MEL150		
	SEL EXP (kN)	SEL NUM (kN)	ERROR	MEL EXP (kN)	MEL NUM (kN)	ERROR
N3	64,79	55,2	14,80%	120,51	106,82	11,36%
N5	74,52	53,67	27,98%	111,23	98,86	11,12%
N7	42,77	19,51	54,38%	76,51	57,85	24,39%
N8	38,38	19,51	49,17%	82,9	57,85	30,22%

Tabla 2. Fuerzas máximas en los ensayos SEL y MEL sobre la pantalla IBT-500. Comparación de resultados numéricos y experimentales

	SEL500			MEL500		
	SEL EXP (kN)	SEL NUM (kN)	ERROR	MEL EXP (kN)	MEL NUM (kN)	ERROR
N5	105,98	105,27	0,67%	191,51	188,69	1,47%
N7	104,30	127,8	22,53%	184,83	178,26	3,55%
N9	78,45	79,28	1,06%	139,19	139,13	0,04%
N11	97,96	91,29	6,81%	119,02	130,34	9,51%
N13	24,21	41,51	71,46%	83,96	80,52	4,10%
N14	57,45	51,92	9,63%	--	66,8	--

En el ensayo MEL de la red IBT-500, las fuerzas debidas al impacto del bloque se comienzan a transmitir antes que en el modelo numérico (Figura 5b). Esto puede deberse a que la estructura real tiene una mayor altura nominal que en el modelo numérico, o bien que esta es ligeramente más rígida. En todo caso, las cargas máximas obtenidas por el modelo FEM se acercan aceptablemente a las experimentales.

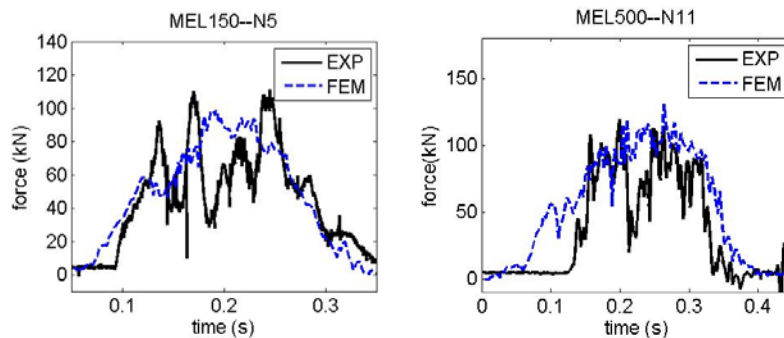


Figura 8. Comparación del registro de fuerza experimental con el obtenido por elementos finitos en a) el sensor N5 del ensayo MEL sobre la pantalla IBT150, y b) el sensor N11 del ensayo MEL sobre la pantalla IBT500.

Observando la máxima elongación de las pantallas (Figura 9), se observa una mejor aproximación en los ensayos SEL de las dos pantallas, mientras que los modelos numéricos que corresponden a los ensayos MEL, en los que se había manifestado un comportamiento más rígido, la elongación máxima extraída de los modelos numéricos es ligeramente menor que la registrada en los ensayos de campo.

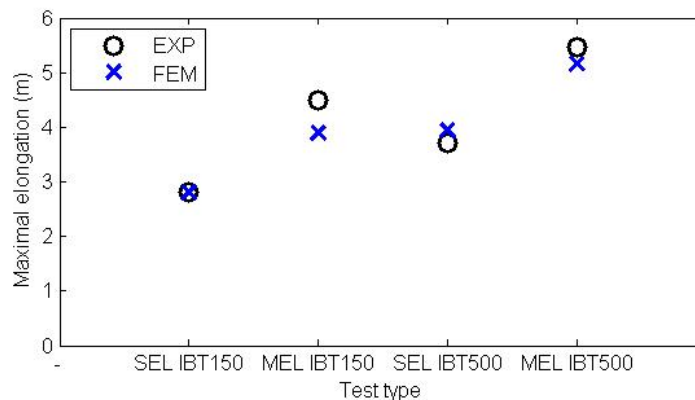


Figura 9. Elongación máxima para cada uno de los modelos estudiados.

5. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha presentado un modelo de elementos finitos capaz de representar con fiabilidad el comportamiento de dos pantallas dinámicas de distinta capacidad energética ante impactos con distinto nivel de energía. Empleando el software Abaqus Explicit se han simulado cada uno de los elementos que componen su estructura, así como las interacciones entre sí, persiguiendo simplificar el modelo con el objetivo de reducir el coste computacional. Así, la representación de los frenos se realiza mediante conectores tipo

axial, evitando en todo caso la utilización de la geometría real en 3 dimensiones, y el cable de cosido entre los cables perimetrales y la red de cable se sustituye por grilletes rígidos unidimensionales.

Esta modelización mediante elementos finitos para las pantallas dinámicas puede ser extrapolable a otras de características similares y emplearse con el objetivo de estudiar distintas variables que afecten a la mejora de estas estructuras.

REFERENCIAS

- Castro-Fresno, D., Del Coz Díaz, J.J., Garcia Nieto, P.J., Norambuena Contreras, J., 2009. Comparative analysis of mechanical tensile tests and the explicit simulation of a brake energy dissipater by FEM. *International Journal of Nonlinear Sciences and Numerical Simulation*, 10 (8), pp. 1059-1085.
- Cazzani, A., Mongiovi, L., Frenez, T. 2002. Dynamic finite element analysis of interceptive devices for falling rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39 (3), pp. 303-321.
- EOTA. 2008. Guideline for the European technical approval of falling rock protection kits. Tech. Rep., European Organization for Technical Approvals (ETAG 27), Feb 2008, Brussels
- Escallón, J.P., Wendeler, C., Chatzi, E., Bartelt, P. Parameter identification of rockfall protection barrier components through an inverse formulation (2014) *Engineering Structures*, 77, pp. 1-16.
- Escallón, J.P., Boetticher, V., Wendeler, C., Chatzi, E., Bartelt, P. Mechanics of chain-link wire nets with loose connections (2015) *Engineering Structures*, 101, pp. 68-87
- Gentilini, C., Govoni, L., de Miranda, S., Gottardi, G., Ubertini, F. Three-dimensional numerical modelling of falling rock protection barriers (2012) *Computers and Geotechnics*, 44, pp. 58-72.
- Lopez-Quijada, L., 2007 Desarrollo y análisis de una pantalla dinámica para la disipación de impactos de baja energía, como elemento de protección contra la caída de rocas, utilizando modelos matemáticos, programas de elementos finitos y ensayos de laboratorio, teniendo en cuenta variables dinámicas. *PhD thesis*.
- Nicot, F., Cambou, B., Mazzoleni, G. 2001 Design of rockfall restraining nets from a discrete element modelling. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 34 (2), pp. 99-118.

ACELERACIÓN DE DESLIZAMIENTOS POR EFECTOS TÉRMICOS. MODELACIÓN MEDIANTE EL MÉTODO DEL PUNTO MATERIAL

Mauricio ALVARADO*[†], Núria M. PINYOL*[†] y Eduardo E. ALONSO*[†]

* Centre de Metodes Numerics en Enginyeria (CIMNE)

[†] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

RESUMEN

La ocurrencia de deslizamientos rápidos se ha ligado a la pérdida de resistencia efectiva a lo largo de la superficie de rotura debido a excesos de presión de agua inducidos por el calor generado durante el propio movimiento. La simulación numérica de estos procesos se ha enfocado resolviendo la ecuación de la dinámica del movimiento de forma acoplada con la resolución de las ecuaciones de balance de masa y temperatura a la escala de la banda de corte. Para ello se debe definir a priori la geometría y la posición de la superficie de rotura. En este artículo se presenta la simulación numérica de deslizamientos incluyendo los efectos térmicos utilizando el Método del Punto Material, método numérico bien adaptado a la simulación de grandes desplazamientos. Ello permite simular de manera general el proceso de inestabilidad y el comportamiento post-rotura sin la necesidad de definir a priori la posición de la superficie de rotura crítica. Las ecuaciones de equilibrio dinámico y las de balance de masa y de energía se plantean de manera acoplada y se resuelven mediante el MPM en todo el dominio.

A partir del análisis del comportamiento de un talud, se evalúa el efecto del calor en el movimiento de la masa inestable y se presenta un análisis de sensibilidad del efecto de la permeabilidad, parámetro clave en la acumulación de la presión de agua y, por tanto, en la reducción de la resistencia friccional.

Con ello se presenta una herramienta numérica potente para la simulación integral de deslizamientos incluyendo los efectos térmicos.

1. INTRODUCCIÓN

Una de las causas de la ocurrencia de la aceleración de los deslizamientos es la acumulación de excesos de presión debidos al incremento de temperatura generado por la disipación en forma de calor del trabajo friccional. Las principales contribuciones se enmarcan en el estudio del deslizamiento de Vajont (Hendron & Patton 1985), probablemente porque se trata de uno de los deslizamientos más estudiados de la historia. Sin embargo, el número de deslizamientos rápidos y catastróficos incrementa año a año (Alcántara-Ayala, I. Domínguez-Morales 2008; Tang et al. 2009; Yang et al. 2014).

El proceso físico que explica la aceleración es el siguiente: una vez se inicia la inestabilidad, el trabajo friccional generado durante la deformación, generalmente concentrada en bandas de corte, se disipa en forma de calor y aumenta la temperatura. Los incrementos de temperatura tienden a dilatar el medio poroso formado por partículas sólidas y agua. El incremento de volumen del agua se puede transformar en presión intersticial, la magnitud de la cual dependerá de las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo. La acumulación de los excesos de presión generados por calor induce una pérdida de resistencia efectiva que lleva a la aceleración del deslizamiento. A medida que aumenta la aceleración, aumentan la magnitud de las deformaciones y por consiguiente el calor generado, la temperatura y los excesos de presión. De este modo, el proceso puede retroalimentarse e inducir la aceleración brusca del deslizamiento.

Los trabajos publicados hasta el momento enfocados a la simulación numérica de los deslizamientos incluyendo el efecto del calor generado por el propio movimiento (Voight & Faust, 1982; Uriel Romero & Molina, 1977; Vardoulakis, 2002; Veveakis et al., 2007; Cecinato et al., 2010; Pinyol & Alonso, 2010a, b; Alonso et al., 2016) han resuelto el problema planteando las ecuaciones de gobierno y resolviéndolas para el caso de una masa inestable que desliza sobre una superficie plana. La resolución de las ecuaciones se realiza mediante soluciones analíticas o utilizando diferencias finitas. La principal limitación de estos análisis es que la geometría del deslizamiento, y en particular la posición de la superficie de rotura, deben ser definida a priori.

Pinyol et al. (2017) presenta el análisis de deslizamientos mediante el Método del Punto Material (MPM) (Sulsky et al. 1995) incluyendo los efectos térmicos por disipación del trabajo friccional. En el artículo se extiende la formulación $u-p$ (Zienkiewicz et al. 1980) a condiciones no isotérmicas mediante la resolución del balance de energía e imponiendo que el trabajo plástico generado en el dominio de cálculo se disipa en forma de calor. Las ecuaciones se integran en el contexto del MPM que permite, a diferencia de los elementos finitos clásicos, la simulación de grandes desplazamientos. El resultado es una herramienta de cálculo numérico potente que permite la simulación de procesos termo-hidro-mecánicos acoplados para grandes desplazamientos (THM-MPM). Su aplicación a deslizamientos rápidos permite la simulación

integral del movimiento desde su inicio hasta la respuesta post-rotura sin tener que definir a priori la posición de la superficie de deslizamiento.

En este artículo se presenta la aplicación del código THM-MPM para el caso de un talud homogéneo y se analiza el efecto de la permeabilidad como parámetro relevante que controla la generación de los excesos de presión inducidos por el incremento de temperatura.

2. SIMULACIÓN THM-MPM

La Figura 1 representa la geometría de un talud homogéneo saturado (nivel freático en superficie). El suelo se describe como un material perfectamente plástico según una ley Mohr-Coulomb caracterizada por un ángulo de fricción de 28° y una cohesión efectiva de 2 kPa. El resto de parámetros del suelo se indican en la Tabla 1. El dominio de cálculo se discretiza con una malla cuadrada de 12.5x12.5 cm e inicialmente se ubican cuatro puntos materiales por elemento. La inestabilidad del talud se inicia al reducir la cohesión de 2kPa a 1 kPa.

Parámetros	Valores	Unidades
<i>Agua</i>		
Densidad	1000	kg/m ³
Módulo de deformación volumétrico	2200	MPa
Coefficiente de dilatación térmica	0.00034	1/°C
Calor específico	4186 1	N·m/(kg·°C) cal/(kg·°C)
<i>Partículas sólidas</i>		
Densidad	2700	kg/m ³
Coefficiente de dilatación térmica	0.00003	1/°C
Calor específico	837 0.2	N·m/(kg·°C) cal/(kg·°C)
<i>Suelo</i>		
Porosidad	0.4	-
Permeabilidad	1.00E-11	m/s
Módulo de Young	20000	kPa
Coefficiente de Poisson	0.33	-

Tabla 1. Parámetros de cálculo

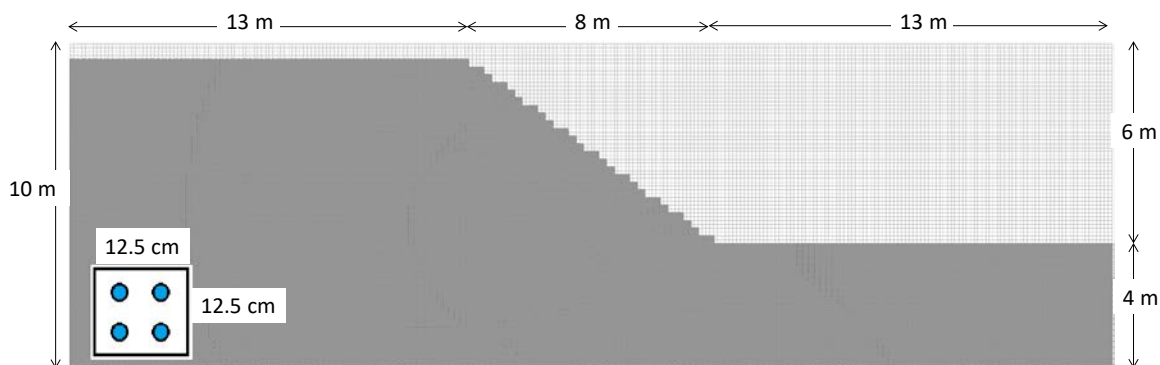


Figura 1. Geometría y malla de talud analizado en MPM.

Como referencia se considera el caso isotérmico (en el que no se resuelve la ecuación del balance de energía). La Figura 2a muestra el desplazamiento acumulado al final del movimiento (una vez el talud restablece el equilibrio) después de cinco segundos de movimiento. El desplazamiento total, calculado como la distancia entre la posición inicial del pie y la final, es de 1.7 m.

De acuerdo con los trabajos previos (Goren & Aharonov 2009; Pinyol & Alonso 2010a,b), los efectos del calor en el movimiento dependen en gran medida de la disipación de los excesos de presión, principalmente controlados por la permeabilidad del material de la banda de corte y su entorno. En estos trabajos, el problema se resolvió para casos con geometrías sencillas definida a priori. La conclusión obtenida a partir de análisis de sensibilidad es clara: dado un talud, existe un rango de valores de permeabilidad que separa los deslizamientos con potencial de aceleración de los deslizamientos que se mantienen “lentos”. Para valores relativamente bajos de la permeabilidad, los excesos de presión generados durante el movimiento no pueden disiparse y su acumulación induce la aceleración del deslizamiento. Por lo contrario, valores relativamente altos de permeabilidad permiten la disipación de los excesos de presión y el movimiento se mantiene sin un efecto relevante de los efectos térmicos.

El efecto térmico en función de la temperatura se puede observar en la Figura 2b y c para un caso general en el que no se ha impuesto a priori la posición de la superficie de deslizamiento. Para el caso más permeable ($k = 10^{-5}$ m/s) los resultados son prácticamente iguales a los observados en el caso isotérmico. Sin embargo, el efecto del calor se observa claramente en el movimiento en la Figura 2c ($k = 10^{-11}$ m/s).

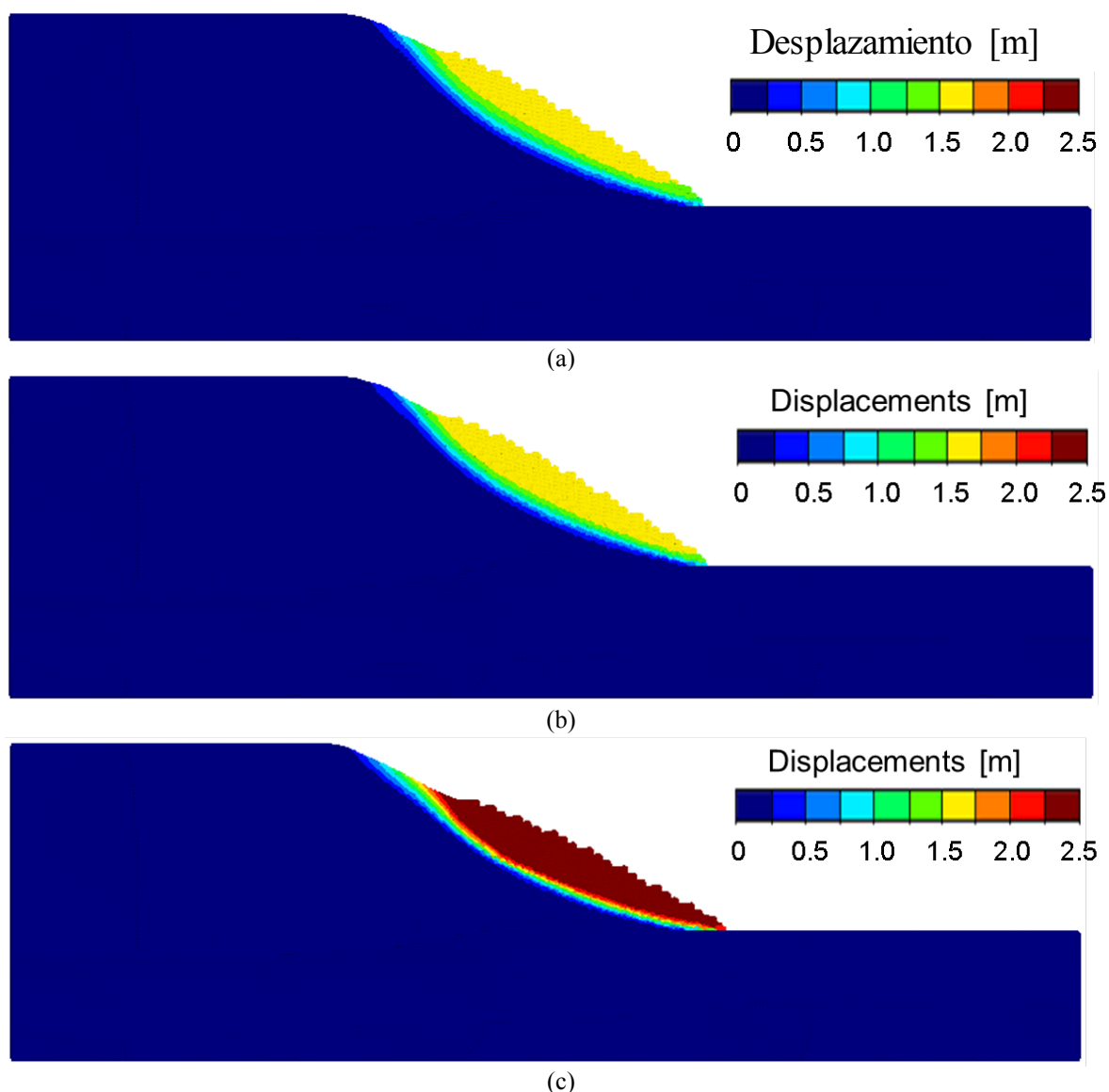


Figura 2. Desplazamientos acumulados al final del movimiento. (a) Caso isotérmico; (b) caso no isotérmico, permeabilidad de 10^{-5} m/s; (c) caso no isotérmico, permeabilidad 10^{-11} m/s.

La Figura 3a muestra la evolución del desplazamiento en un punto localizado inicialmente en la superficie en el punto medio del talud. Se evalúa la respuesta del talud para valores de la permeabilidad entre 10^{-5} m/s y 10^{-11} m/s. En la Figura 3b se muestran los excesos de presión calculados en un punto central de la superficie de deslizamiento. Para el caso más permeable, los valores calculados son insignificantes. Cuando la permeabilidad disminuye ($k = 10^{-7}$ m/s), la presión de poros crece inicialmente y se reduce durante el propio movimiento. A medida que aumenta el valor de la permeabilidad, la velocidad máxima y el desplazamiento aumentan debido a la acumulación de los excesos de presión en la banda de corte. La Figura 4 muestra la distribución de las deformaciones plásticas y los excesos de presión para el caso de $k = 10^{-11}$

m/s. Los incrementos de la deformación de corte se localizan en una banda definida por uno o dos elementos de la malla computacional.

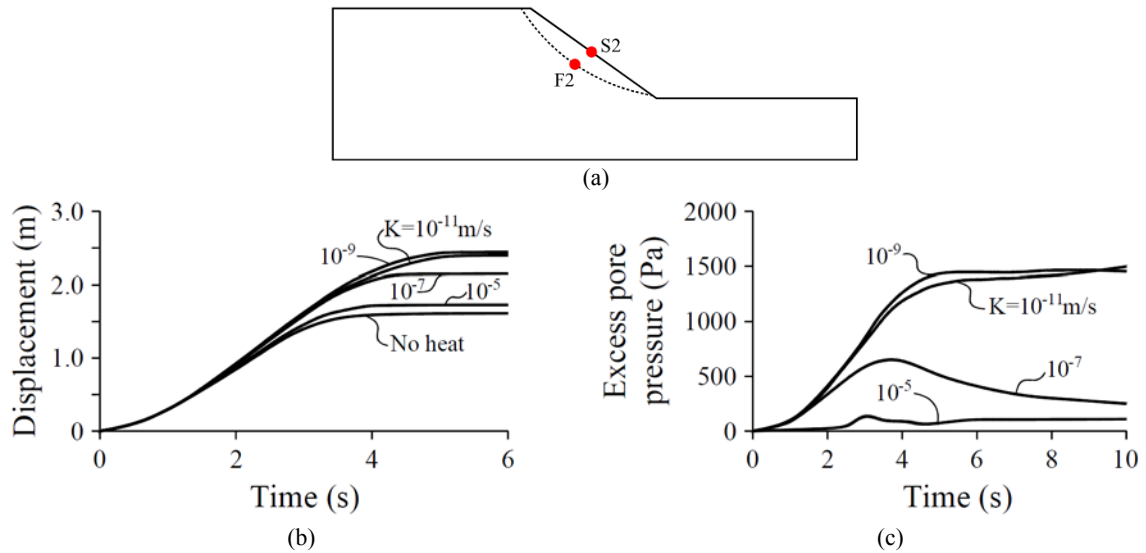


Figura 3. Posición de los puntos analizados; (b) velocidad del punto S2 y (c) excesos de presión de agua en el punto F2 para diferentes valores de la permeabilidad.

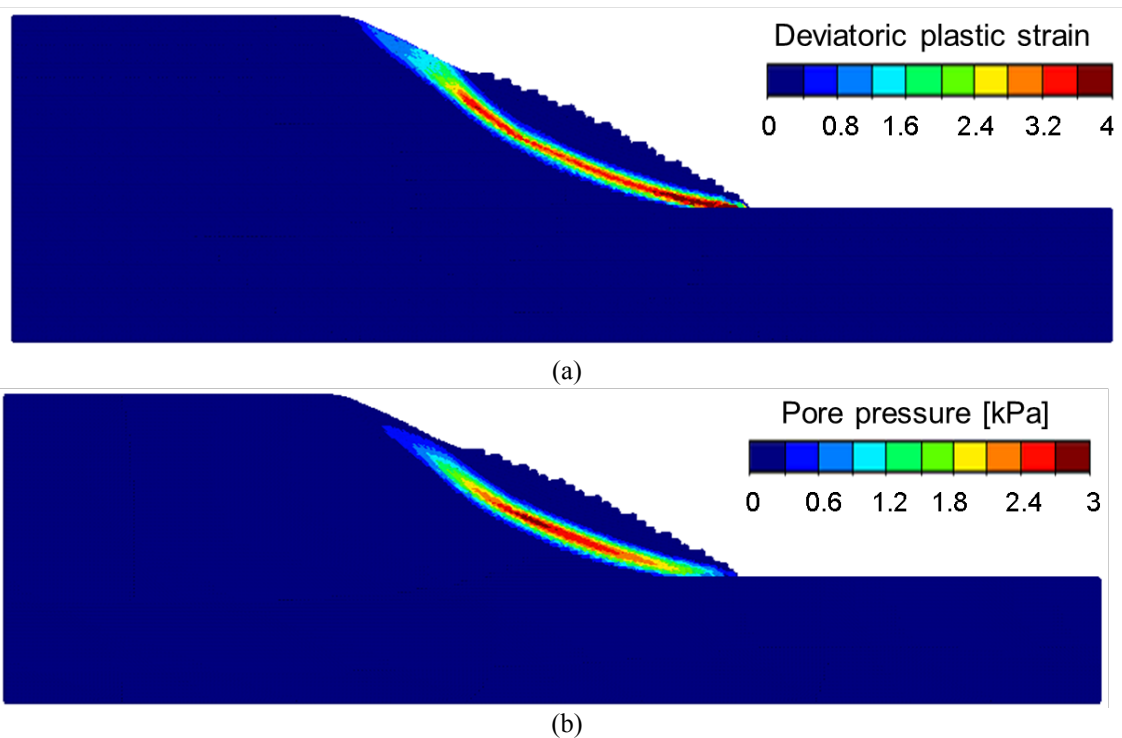


Figure 4. Distribución de (a) la deformación plástica desviadora y (b) excesos de presión al final del movimiento. Permeabilidad de 10^{-11} m/s.

3. CONCLUSIONES

El análisis de aceleración de deslizamientos por el efecto del calor generado durante el propio movimiento se ha llevado a cabo en el pasado para geometrías de taludes sencillas (en la mayoría de los casos deslizamientos planos) en los que la posición de la superficie de rotura era definida a priori. Este artículo presenta los resultados de una herramienta numérica capaz de simular de manera integral la inestabilidad en un talud desde la generación de la rotura hasta el comportamiento posterior incluyendo la interacción termo-hidro-mecánica. Para ello, las ecuaciones de gobierno se han integrado en el marco del MPM, lo que permite la simulación de grandes desplazamientos.

El artículo muestra las capacidades del método mediante la simulación del caso de un talud homogéneo saturado. Los resultados obtenidos mediante un análisis de sensibilidad para evaluar los efectos de la permeabilidad corroboran las conclusiones obtenidas previamente para geometrías predefinidas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la ayuda económica a CIMNE recibida del programa CERCA/Generalitat de Catalunya y al Gobierno de España por la beca (BES-2014-068284) y la ayuda (IJC-2015-26342) al primer y segundo autor respectivamente.

REFERENCIAS

- Alcántara-Ayala, I. Domínguez-Morales, L., 2008. The San Juan de Grijalva Catastrophic Landslide , Chiapas , Mexico : Lessons Learnt. In V. T. Nicola Casagli, Riccardo Fanti, ed. *Web Proceedings of the First World Landslide Forum. International Consortium on Landslides. United Nations International Strategy for Disaster Reductions*. Tokyo, Japan, pp. 96–99.
- Alonso, E.E., Zervos, A. & Pinyol, N.M., 2016. Thermo-poro-mechanical analysis of landslides: from creeping behaviour to catastrophic failure. *Géotechnique*, 66(3), pp.202–219.
- Cecinato, F., Zervos, A. & Veveakis, E., 2010. A thermo-mechanical model for the catastrophic collapse of large landslides. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(14), pp.1507–1535.
- Goren, L. & Aharonov, E., 2009. On the stability of landslides: A thermo-poro-elastic approach. *Earth and Planetary Science Letters*, 277(3–4), pp.365–372.
- Hendron, A.J. & Patton, F.D., 1985. *The Vaiont slide, a geotechnical analysis based on new geologic observations of the failure surface. Technical Report GL-85-5*, Washington, DC, USA.
- Pinyol, N.M. & Alonso, E.E., 2010a. Fast planar slides. A closed-form thermo-hydro-mechanical solution. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34, pp.27–52.
- Pinyol, N.M. & Alonso, E.E., 2010b. Criteria for rapid sliding II. Thermo-hydro-mechanical

- and scale effect in Vaiont case. *Engineering Geology*, 114(3–4), pp.211–227.
- Pinyol, N.M., Alvarado, M. & Alonso, E.E., Zabala, F. 2017 Thermal effects in landslide mobility. A MPM approach. *Géotechnique*. Accepted.
- Sulsky, D., Zhou, S.-J. & Schreyer, H.L., 1995. Application of a particle-in-cell method to solid mechanics. *Computer Physics Communications*, 87(1–2), pp.236–252.
- Tang, C.L. et al., 2009. The Tsaoling landslide triggered by the Chi-Chi earthquake, Taiwan: Insights from a discrete element simulation. *Engineering Geology*, 106(1–2), pp.1–19.
- Uriel Romero, S. & Molina, R., 1977. Kinematic aspects of Vaiont slide. In *Proceedings of the 3rd international conference of the ISRM*. Denver, CO, USA: National Academy of Sciences 2B, pp. 865–870.
- Vardoulakis, I., 2002. Dynamic thermo-poro-mechanical analysis of catastrophic landslides. *Géotechnique*, 52(3), pp.157–171.
- Veveakis, E., Vardoulakis, I. & Di Toro, G., 2007. Thermoporomechanics of creeping landslides: The 1963 Vaiont slide, northern Italy. *Journal of Geophysical Research*, 112(F3), p.F03026.
- Voight, B. & Faust, C., 1982. Frictional heat and strength loss in some rapid landslides. *Géotechnique*, 32, pp.43–54.
- Yang, C. et al., 2014. Initiation , movement , and run-out of the giant Tsaoling landslide — What can we learn from a simple rigid block model and a velocity – displacement dependent friction law ? *Engineering Geology*, 182, pp.158–181.
- Zienkiewicz, O.C., Chang, C.T. & Bettess, P., 1980. Drained, undrained, consolidating and dynamic behaviour assumptions in soils. *Géotechnique*, 30(4), pp.385–395.

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE UN DESLIZAMIENTO LENTO DE LADERA MEDIANTE UN MODELO VISCOPLÁSTICO DE ELEMENTOS FINITOS. EL PORTALET.

Guadalupe Bru*, Jose Antonio Fernández-Merodo†, Juan Carlos García-Davalillo†, Gerardo Herrera†, Jose Fernández*

* Instituto de Geociencias (IGEO, CSIC-UCM), Plaza de Ciencias 3, Ciudad Universitaria, 28040 Madrid, Spain

† Geohazards InSAR laboratory (InSARlab). Instituto Geológico y Minero de España (IGME); C/. Alenza 1; 28003 Madrid, Spain

RESUMEN

Presentamos una metodología para el modelado numérico con elementos finitos del comportamiento cinemático de deslizamientos lentos de ladera en 3D, aplicándose al caso real de estudio del deslizamiento del aparcamiento del Portalet. Para ello hemos generado un modelo geotécnico-estructural detallado y riguroso en 3D a partir de la topografía real, perfiles geológicos, profundidad del nivel freático y propiedades geomecánicas de los materiales. El análisis ha consistido en dos cálculos estáticos elastoplásticos, estabilidad y simulación de la excavación, que nos han permitido calibrar el parámetro crítico (ángulo de fricción interna) y un análisis dinámico viscoplastico con el que se ha reproducido el comportamiento cinemático del deslizamiento en el tiempo una vez calibrado el índice de fluidez de los materiales mediante ajuste con observaciones de monitorización. Los resultados de este trabajo muestran las ventajas de realizar un análisis numérico en 3D frente a los análisis habituales en 1D y 2D.

1. INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos lentos de ladera tienen velocidades que alcanzan varios cm/año (Cruden and Varnes, 1996) y representan un peligro geológico muy extendido capaz de provocar daños severos en infraestructuras y construcciones, además de poder ser precursores de deslizamientos más rápidos y catastróficos. Los avances actuales en tecnologías espaciales y técnicas de detección remota permiten obtener una alta densidad de puntos con información de desplazamientos superficiales. Esto requiere que los modelos numéricos utilizados para cuantificar el desplazamiento y mecanismo de rotura de los deslizamientos lentos deban ser más realistas y precisos, en aras de aprovechar toda la información disponible. Por lo tanto, es un reto extender la escala de los estudios tradicionales en 1D (Corominas et al., 2005; Iverson, 2000; Van Asch and Van Genuchten, 1990) o 2D (Conte et al., 2014; François et al., 2007; Tacher et al., 2005) a modelos en 3D (François et al., 2007; De Novellis et al., 2016).

En este trabajo presentamos una metodología numérica avanzada para reproducir el comportamiento mecánico de un deslizamiento lento de ladera en 3D, siendo uno de los escasos casos en los se aplica a un caso real de estudio (De Novellis et al., 2016; François et al., 2007). El objetivo es simular los desplazamientos observados durante 12 años en el deslizamiento del aparcamiento del Portalet, teniendo en cuenta tanto las variaciones de la presión del agua intersticial provocadas por la infiltración de agua de lluvia, como los comportamientos retardados debidos a la viscosidad de los materiales geológicos implicados.

2. DESLIZAMIENTO DEL APARCAMIENTO DEL PORTALET

El Portalet es un puerto de montaña situado en el Valle de Tena (Pirineos Centrales, Huesca), por el que se accede a la estación de ski de Formigal. Se trata de una zona caracterizada por la abundancia de deslizamientos en materiales pizarrosos muy meteorizados y de alta plasticidad. En el verano de 2004, la excavación del pie de dos paleodeslizamientos durante las obras de construcción de un aparcamiento, reactivó las superficies de rotura preexistentes y generó un nuevo deslizamiento con una extensión superficial de 0.06 km² denominada el deslizamiento del aparcamiento del Portalet (Figura 1). Este evento produjo la paralización temporal de las obras y el cierre de la carretera A-136 que comunica España y Francia. Se ejecutaron medidas de contención y reparación consistentes en el re-perfilado del talud, la construcción de dos pequeños tramos de muro de escollera y sistemas de drenaje. Sin embargo, las observaciones en campo y los diversos sistemas de monitorización instalados en diferentes periodos desde 2004, indican que a día de hoy la ladera sigue activa (Herrera et al., 2017). Entre los sistemas de monitorización cabe destacar (Figura 2):

- Inclinómetros con lecturas desde Mayo a Octubre 2005, donde se detectó la

superficie de rotura a 12 m de profundidad en el S1 y movimiento rígido de la masa deslizada

- Radar de apertura sintética terrestre (GB-SAR) continuo desde Octubre a Noviembre 2006
- Un total de 19 campañas de sistemas global de navegación por satélite (GNSS) diferencial con 129 puntos de control en dos redes diferentes, realizadas entre mayo 2006 - octubre 2015 y julio 2010 - septiembre 2015.
- Interferometría radar diferencial (DInSAR) utilizando 13 imágenes del satélite TerraSAR-X (TSX) adquiridas entre abril y noviembre de 2011.

Se han detectado dos patrones cinemáticos diferenciados; uno correspondiente a un movimiento continuo lento identificado como “creep” secundario y otro que refleja una aceleración del movimiento directamente relacionado con la infiltración de agua de lluvia (Fernández-Merodo et al., 2014).

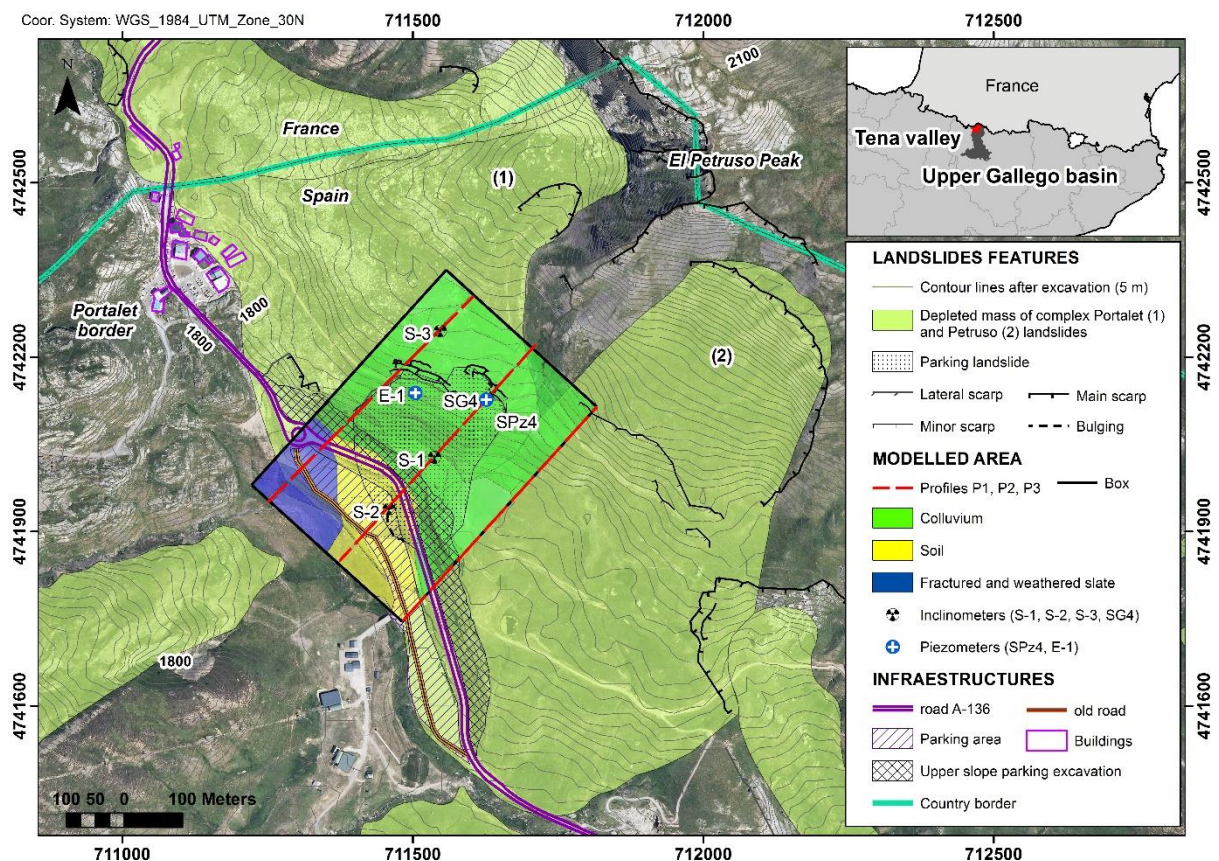


Figura 1. Geología y geomorfología del área de deslizamientos del Portalet. El recuadro negro indica el área que se ha modelizado en 3D y contiene los perfiles a partir de los cuales se ha diseñado la lito-estratigrafía del modelo (Bru et al., 2017).

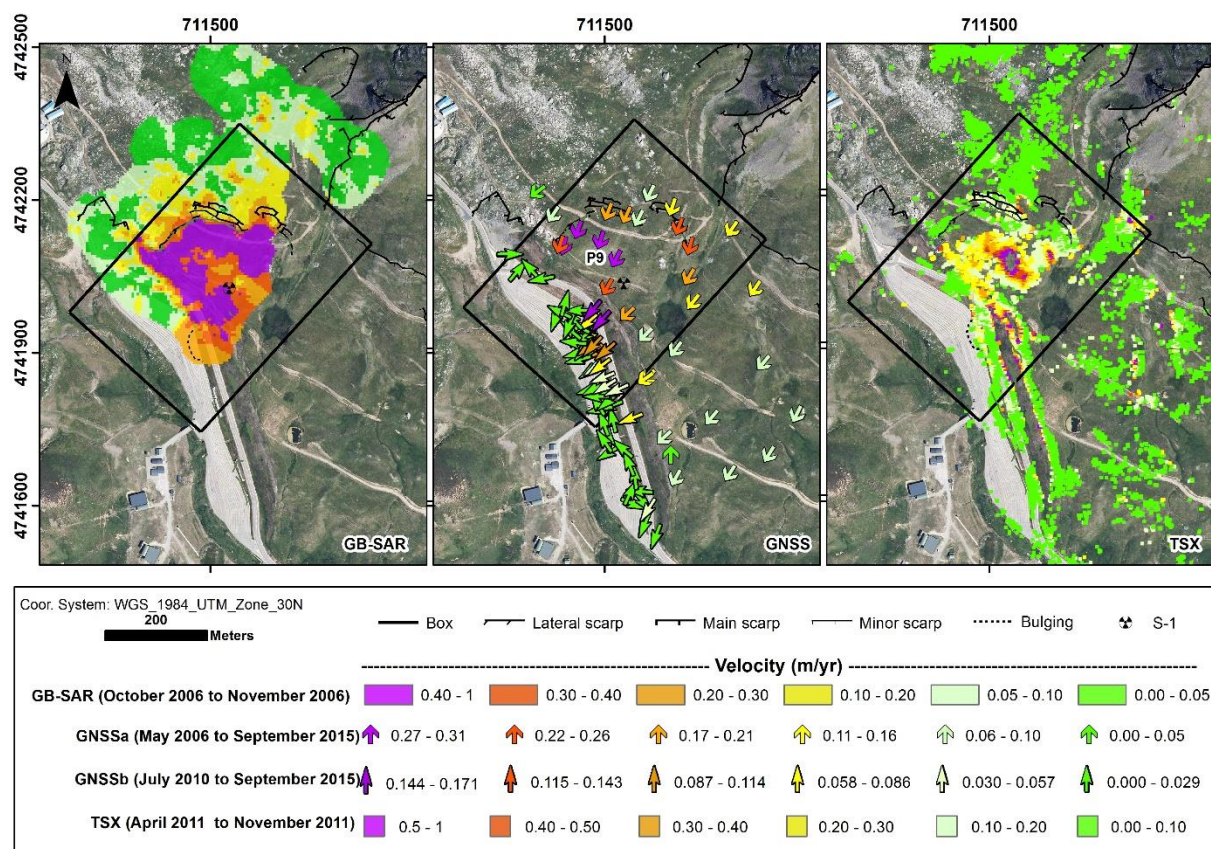


Figura2. Resultados de monitorización de la superficie del deslizamiento con técnicas GB-SAR, D-GNSS (nótese que hay dos campañas diferentes) y DInSAR (Bru et al.2017).

3. MODELIZACION EN 3D

En este trabajo se ha diseñado un modelo geotécnico-estructural detallado y riguroso en 3D con el software GiD (CIMNE, 2009), a partir de los perfiles eléctricos y sísmicos P1, P2 y P3, y de columnas litoestratigráficas obtenidas en sondeos (Figura 1). El perfil P2 había sido analizado en trabajos previos en 1D y 2D (Fernández-Merodo et al., 2008; Herrera et al., 2009; Fernández-Merodo et al., 2014). La topografía de la ladera antes de la construcción del aparcamiento y en la actualidad, se han obtenido a partir de modelos digitales del terreno (SITAR, 2004) (IGN, 2014). La geometría 3D consta de cuatro unidades geotécnicas representadas por seis volúmenes apilados. De techo a muro: unidad L1 formada por depósitos coluviales cuaternarios, unidad L2 compuesta por limos y arcillas arenosas con fragmentos de pizarra tamaño grava, unidad L3 formada por pizarra fracturada algo alterada y unidad L4 que constituye el sustrato rocoso de pizarra sana. Los parámetros geomecánicos de los materiales se resumen en la Tabla 1 (ARCO-TECNOS, 2010; Oviedo-University, 2011). Respecto de las condiciones de contorno, los desplazamientos han sido prescritos en la base y en la dirección perpendicular en las caras laterales. En carga sólo se ha tenido en cuenta la gravedad, no así las cargas producidas por los elementos de contención. El nivel piezométrico se ha obtenido de los registros de sondeos y

piezómetro SPz-4 a lo largo del perfil P2.

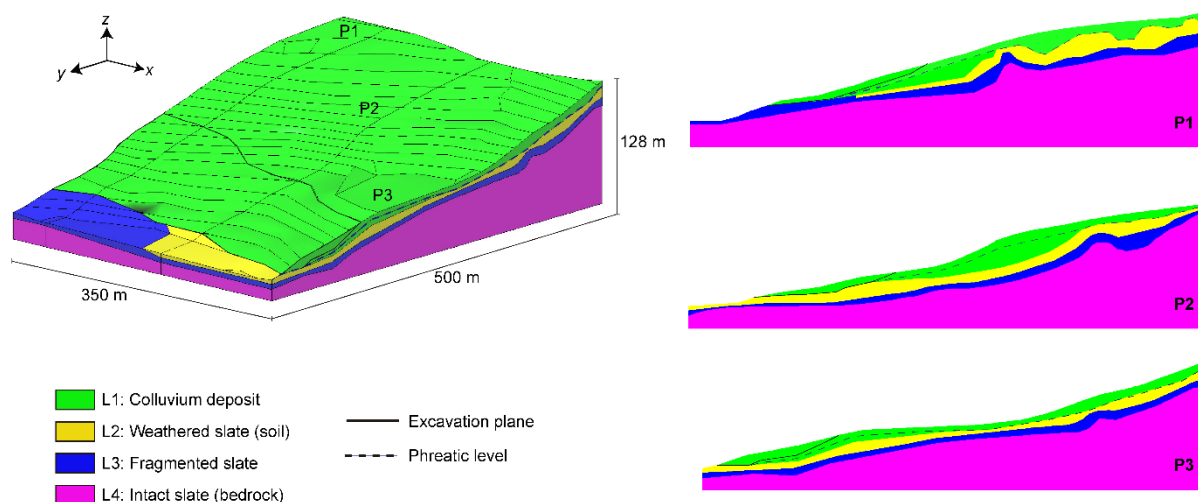


Figura 3. Geometría en 3D geotécnico-estratigráfica del área de estudio previa a la excavación del aparcamiento y perfiles P1, P2 and P3 (Bru et al. 2017).

Unidades geotécnicas	γ (kg m ⁻³)	E (kN m ⁻²)	ν	ϕ (°)	c (kN m ⁻²)
Depósito coluvial (L1)	2470	1.95×10 ⁴	0.3	30	10
Pizarra meteorizada - suelo (L2)	2651	1.95×10 ⁴	0.3	20-24	10
Pizarra fracturada (L3)	2900	4×10 ⁴	0.28	23	173
Pizarra sana (L4)	2900	4×10 ⁶	0.2	31	640

Tabla 1. Parámetros geotécnicos

La metodología empleada para estudiar el comportamiento del deslizamiento del aparcamiento de Portalet ha consistido en tres análisis sucesivos utilizando el código de elementos finitos GeHoMadrid (Fernández-Merodo, 2001; Mira, 2002). Los elementos de discretización son tetraedros cuadráticos que contienen diez nodos para los desplazamientos y cuatro para la presión intersticial de poro. La malla escogida consta de un total de 42825 nodos, 28352 elementos y 133491 grados de libertad. En primer lugar se ha realizado un análisis de estabilidad mediante la técnica de reducción de esfuerzo cortante para calibrar el ángulo de fricción de la capa de suelo o pizarra alterada, material donde se desarrolla el plano de rotura detectado en los inclinómetros. En segundo lugar, se han verificado los resultados del análisis de estabilidad simulando la excavación del aparcamiento mediante un análisis estático. En estos dos primeros análisis se ha utilizado el criterio de rotura elastoplástica de Mohr-Coulomb. Por último, se ha reproducido el comportamiento cinemático del deslizamiento a partir de una posición de no equilibrio utilizando una formulación acoplada hidromecánica u-pw (desplazamientos-presión del agua intersticial), un modelo de altura del nivel freático calculado a partir de la precipitación diaria y un modelo constitutivo viscoplastico de tipo Perzyna que reproduce el comportamiento viscoso (consolidación secundaria o creep) de los materiales deslizados. En este paso se ha

estudiado la influencia del índice de fluidez del material mediante análisis retrospectivo obteniendo el valor que mejor se ajusta a las observaciones de monitorización.

4. RESULTADOS

4.1. Análisis de estabilidad y simulación de la excavación

Hemos calculado el factor de seguridad de la ladera para los modelos previo y posterior a la excavación del aparcamiento, con el objetivo de calibrar el ángulo de rozamiento de la pizarra alterada. Los resultados de este análisis se muestran en la Figura 4 y ponen de manifiesto que el modelo previo a la excavación es más estable que el posterior a la construcción del aparcamiento. Asimismo, el factor de seguridad disminuye a medida que disminuimos el ángulo de fricción interna de la pizarra alterada. Cuando el ángulo de fricción es igual a 20° el modelo previo es estable ($FS > 1$), mientras que el posterior es inestable ($FS < 1$). Cabe destacar que en el modelo posterior a la excavación del aparcamiento aparecen dos superficies de rotura: una cuña de mayor extensión y profundidad (rotura “global”) y otra más pequeña y superficial (rotura “local”). Las superficies coinciden con los escarpes principales y el abultamiento detectado en el aparcamiento respectivamente.

Se ha verificado el resultado del análisis de estabilidad mediante una simulación numérica de la excavación. Comenzando en condiciones de equilibrio del modelo previo a la excavación, el material va siendo retirado de forma progresiva utilizando un análisis estático. Los resultados se muestran en la Figura 5. Para ángulos de fricción interna $\Phi = 24^\circ$ y 22° la excavación se puede completar y tanto los desplazamientos como la deformación plástica son pequeñas. Sin embargo, para $\Phi = 20^\circ$ la rotura se produce cuando llevamos el 91% de la excavación. En este caso la deformación plástica se desarrolla a lo largo de una superficie de corte bien definida cuya profundidad se ajusta bien a la detectada en el inclinómetro S1.

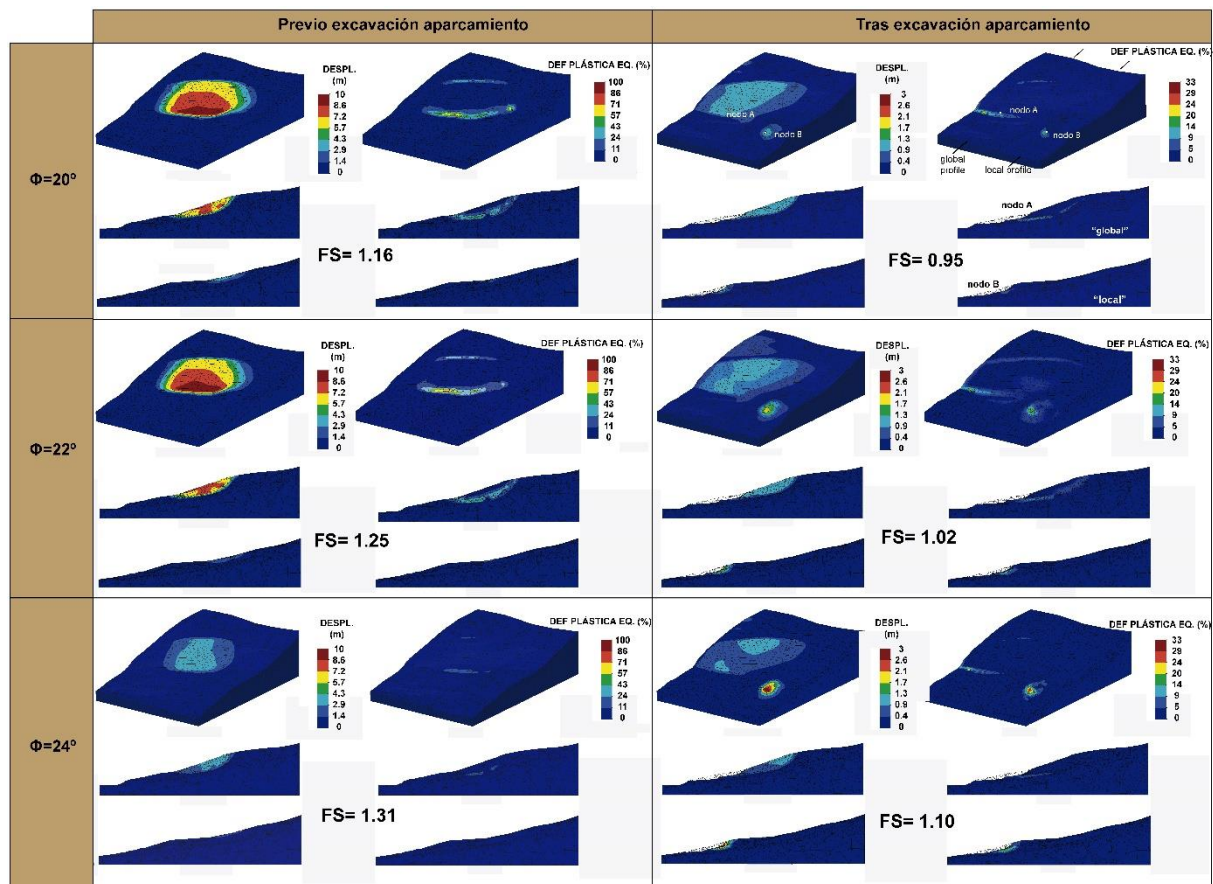


Figura 4. Desplazamientos totales y deformaciones plásticas en rotura asociados a diferentes ángulos de rozamiento interno para los modelos previo y posterior a la excavación. También se muestran los perfiles más críticos de la rotura “global” y “local” y la localización de los nodos donde la deformación es máxima.

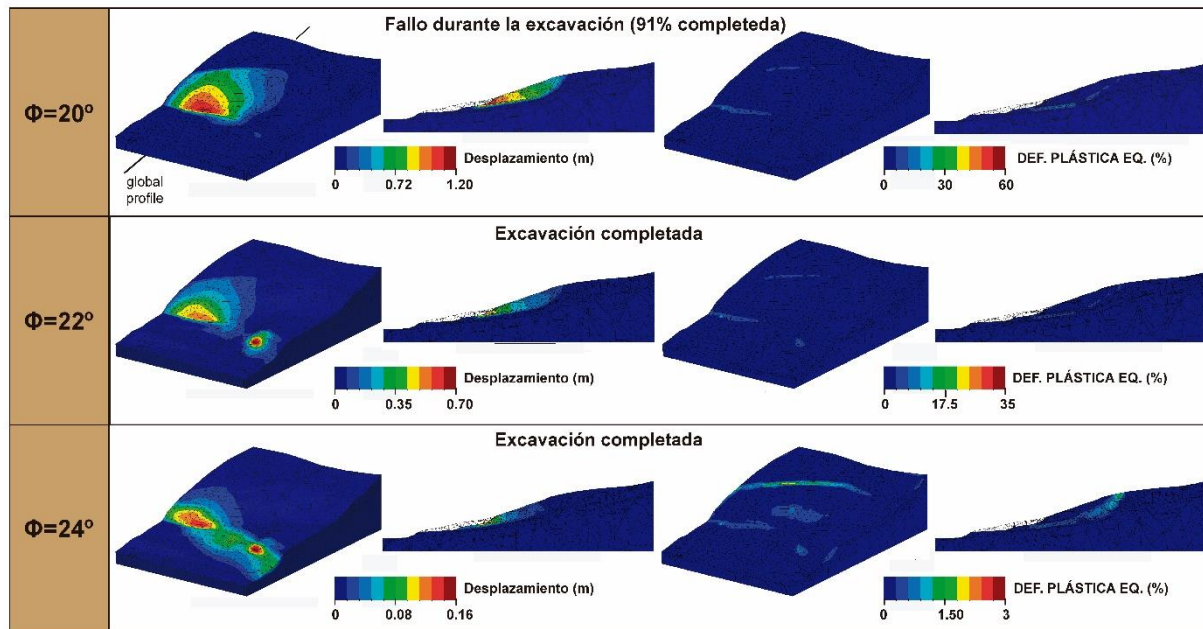


Figura 5. Desplazamientos totales y deformaciones plásticas después de la excavación del aparcamiento.

4.2. Análisis temporal

Se ha reproducido el comportamiento cinemático del deslizamiento del Portalet desde la ejecución de la excavación en 2004 hasta 2016. Para ello se ha utilizado un modelo hidráulico simplificado en el que considera que los cambios en el nivel piezométrico son directamente proporcionales a la intensidad de lluvia e inversamente proporcionales a la porosidad (Herrera et al., 2009; Fernández-Merodo et al., 2014; Bru et al. 2017). Asimismo se ha utilizado el valor de ángulo de rozamiento interno de la pizarra alterada deducido del análisis anterior, $\Phi=20^\circ$, y se ha utilizado un modelo constitutivo viscoplástico. Esto último implica que la excavación del aparcamiento se pueda completar sin que se produzca la rotura total de la ladera, aun estando en condiciones de desequilibrio. En la figura 7 se muestran las series temporales de desplazamiento para diferentes índices de fluidez calculados en los puntos de máxima deformación en la rotura “global” (nodo A) y “local” (nodo B). Las deformaciones tienden a infinito de forma progresiva. El valor del parámetro de fluidez controla la velocidad y la infiltración de lluvia acelera el proceso. La rotura “local” se mueve a mayor velocidad que la “global”.

El índice de fluidez que mejor ajusta los desplazamientos modelados a los medidos mediante GNSS tiene un valor de $5 \cdot 10^{-9} \text{ Pa}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$ (Figura 6). La distribución espacial y dirección del movimiento calculado mediante el modelo en 3D y el monitorizado se pueden comparar entre las Figuras 2 y 7. El modelo capta adecuadamente el mecanismo y cinemática de la rotura

“global”.

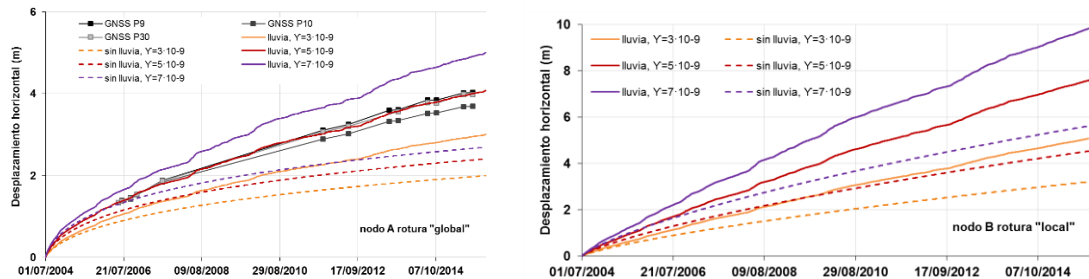


Figura 6. Desplazamientos horizontales calculados desde 01/07/2004 a 31/01/2016 para diferentes valores del índice de fluidez, considerando y sin considerar el efecto de cambios del nivel piezométrico debido a la infiltración de agua de lluvia. Se muestran las series temporales de los nodos A y B, así como las series temporales de desplazamientos proyectados de los puntos GNSS más cercanos al nodo A.

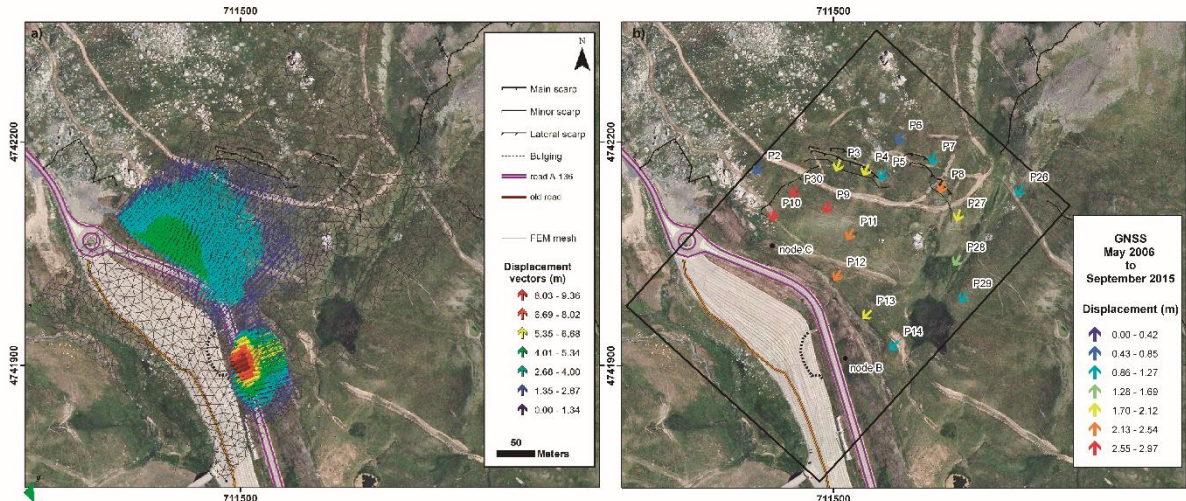


Figura 7. a) Vectores de desplazamiento calculados en la ladera para un valor de índice de fluidez de $5 \cdot 10^{-9} \text{ Pa}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$. **b)** Vectores de desplazamiento medidos en la campaña de monitorización GNSSa (ver Fig. 2). Los nodos C y B se corresponden con la localización de las máximas deformaciones calculadas en la rotura “global” y “local” de todos los modelos viscoplásticos (Bru et al.).

5. CONCLUSIONES

En este trabajo hemos reproducido numéricamente el comportamiento cinemático de un deslizamiento activo en 3D, captando los dos patrones identificados en la monitorización: una velocidad lenta identificada como “creep” secundario y aceleraciones directamente relacionadas con la infiltración de agua de lluvia. Para ello ha sido necesario calibrar el ángulo de rozamiento interno mediante un análisis estático y el índice de fluidez mediante uno dinámico viscoplástico por ajuste de las series temporales entre en modelo y los desplazamientos medidos en las campañas GNSS.

Respecto al análisis estático, si comparamos los resultados obtenidos en este trabajo con otros previos en 2D del mismo deslizamiento, se extraen conclusiones interesantes. En el caso previo a la excavación del aparcamiento, el perfil más crítico del modelo 3D coincide con el perfil analizado en trabajos anteriores en 2D (P2) (Fernández-Merodo et al., 2014; Fernández-Merodo et al., 2008; Herrera et al., 2009c). Los FS3D son mayores que los calculados en 2D por Fernández-Merodo et al., 2014, lo que implica que el análisis en 2D es más conservador (Duncan, 1996 y referencias). Sin embargo la calibración del valor del ángulo de fricción interna da el mismo resultado ($\phi=20^\circ$). En el caso posterior a la excavación del aparcamiento, hemos detectado dos mecanismos de rotura diferentes y “competitivos” desde un punto de vista numérico. Una rotura “global” más extensa y profunda que es la misma detectada en los análisis previos en 2D, y otra “local” más pequeña y somera. Los deslizamientos lentos de ladera no se comportan como cuerpos perfectamente homogéneos, por lo que el análisis en 3D permite analizar la interacción de movimientos diferenciales. Sin embargo la técnica de SSR con FEM para calcular el FS tiene la limitación de que el cálculo se detiene cuando se alcanza la primera rotura (la más crítica), lo que complica el estudio de la interacción entre varios mecanismos que ocurren en un mismo deslizamiento.

Respecto al análisis dinámico, la calibración del índice de fluidez se ha estimado en $5 \cdot 10^{-9}$ Pa-1 s-1, que es un valor menor que el que se obtuvo en trabajos previos 2D. El modelo 3D ha sobreestimado la cantidad de movimiento de la rotura “local”, seguramente debido a que no se han tenido en cuenta la acción de confinamiento de los muros de escollera y la carretera, ni el drenaje.

En general, la principal ventaja de los análisis 3D con respecto a los bidimensionales, es que los primeros son capaces de detectar variaciones cinemáticas o mecánicas producidas en un mismo deslizamiento y de esta manera aprovechar al máximo la alta densidad de puntos de desplazamientos superficiales que proporcionan en la actualidad las técnicas de detección remotas (como el GNSS y el InSAR) para validar los modelos. Son por tanto más realistas. Además un análisis 3D evita tener que analizar diferentes perfiles para encontrar el más crítico. La desventaja es que es preciso disponer de mucha información geotécnica y que los análisis cuantitativos están limitados por la relación entre la resolución de los elementos modelados y la escala del área de estudio.

REFERENCIAS

- Bru, G., Fernández-Merodo, J. A., García-Davalillo, J. C., Herrera, G., and Fernández, J.: Site scale modelling of slow moving landslides, a 3D viscoplastic finite element modelling approach, *Landslides* (en revisión), 2017.
- CIMNE, G.: the Personal Pre and Post Processor, International Center for Numerical Methods in Engineering, Barcelona, 2009.

- Conte, E., Donato, A., and Troncone, A.: A finite element approach for the analysis of active slow-moving landslides, *Landslides*, 11, 723-731, 2014.
- Corominas, J., Moya, J., Ledesma, A., Lloret, A., and Gili, J. A.: Prediction of ground displacements and velocities from groundwater level changes at the Vallcebre landslide (Eastern Pyrenees, Spain), *Landslides*, 2, 83-96, 2005.
- Cruden, D. M., and Varnes, D. J.: Landslides: investigation and mitigation. Chapter 3-Landslide types and processes, Transportation research board special report, 1996.
- De Novellis, V., Castaldo, R., Lollino, P., Manunta, M., and Tizzani, P.: Advanced Three-Dimensional Finite Element Modeling of a Slow Landslide through the Exploitation of DInSAR Measurements and in Situ Surveys, *Remote Sensing*, 8, 670, 2016.
- Fernández-Merodo, J., Herrera, G., Mira, P., Mulas, J., Pastor, M., Noferini, L., Me-catti, D., and Luzi, G.: Modelling the Portalet landslide mobility (Formigal, Spain). *iEMSs 2008: International Congress on Environmental Modelling and Software*, International Environmental Modelling and Software Society (iEMSs), 2008.
- Fernández-Merodo, J., García-Davalillo, J., Herrera, G., Mira, P., and Pastor, M.: 2D viscoplastic finite element modelling of slow landslides: the Portalet case study (Spain), *Landslides*, 11, 29-42, 2014.
- Fernández-Merodo, J. A.: Une approche à la modélisation des glissements et des effondrements de terrains: Initiation et propagation., PhD, École Centrale Paris, 2001.
- François, B., Tacher, L., Bonnard, C., Laloui, L., and Triguero, V.: Numerical modelling of the hydrogeological and geomechanical behaviour of a large slope movement: the Triesenberg landslide (Liechtenstein), *Canadian Geotechnical Journal*, 44, 840-857, 2007.
- Herrera, G., Fernandez-Merodo, J. A., Mulas, J., Pastor, M., Luzi, G., and Monserrat, O.: A landslide forecasting model using ground based SAR data: The Portalet case study, *Engineering Geology*, 105, 220-230, 10.1016/j.enggeo.2009.02.009, 2009.
- Herrera, G., Fernández-Merodo, J., Béjar-Pizarro, M., Allasia, P., Lollino, P., Lollino, G., Guzzetti, F., Álvarez-Fernández, M., Manconi, A., Duro, J., Sánchez, C., and Iglesias, R.: The differential slow moving dynamic of a complex landslide: Multi-sensor monitoring., *World Landslide Forum*, Ljubljana, Slovenia, 2017.
- IGN: Modelo digital del terreno, Hoja nº 0145, Instituto Geográfico Nacional, 2014.
- Iverson, R. M.: Landslide triggering by rain infiltration, *Water resources research*, 36, 1897-1910, 2000.
- Mira, P.: Análisis por Elementos Finitos de Problemas de Rotura de Geomateriales, PhD, ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos., Universidad Politécnica de Madrid, 2002.
- Oviedo-University: Ensayos de hinchamiento con cilindro hidráulico. Technical Report for Instituto Geológico y Minero de España-Control Remoto Sudoe Doris Project, Oviedo University, 2011.
- SITAR: Digital elevation model, 1:5000, 2004.
- Tacher, L., Bonnard, C., Laloui, L., and Parriaux, A.: Modelling the behaviour of a large landslide with respect to hydrogeological and geomechanical parameter heterogeneity, *Landslides*, 2, 3-14, 2005.
- Van Asch, T. J., and Van Genuchten, P.: A comparison between theoretical and measured creep profiles of landslides, *Geomorphology*, 3, 45-55, 1990.

COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS ANALÍTICOS Y NUMÉRICOS EN EL CÁLCULO DE DRENES VERTICALES COMO TÉCNICA DE MEJORA DE TERRENO BAJO TERRAPLENES

Svetlana MELENTIJEVIC* y Pablo MARTÍN†

* Departamento Geodinámica
Facultad de Ciencias Geológicas, Universidad Complutense de Madrid

† Master de Mecánica de Suelo e Ingeniería Geotécnica
Laboratorio de Geotecnia, Cedex

RESUMEN

Los drenes verticales (columnas de grava y drenes mecha) son uno de los métodos de mejora del terreno más utilizados para la cimentación de terraplenes sobre suelos blandos. Conjuntamente con precarga permiten la aceleración de la consolidación del terreno mitigando los problemas con posibles asentos desarrollados durante la vida útil de la estructura. En este artículo se presentan diversos métodos analíticos existentes de análisis de la consolidación del terreno mejorado con drenes verticales comparándolos con el cálculo mediante los métodos numéricos. En este artículo se ha realizado la modelización numérica mediante el programa Midas incluyendo el estudio del comportamiento real tridimensional y las conversiones requeridas de transformación al modelo bidimensional. Se presentan diferentes metodologías basadas en conversión de permeabilidad, ampliándolas adicionalmente a la rigidez en el caso de columnas de grava. Se muestra la aplicación a un caso real contrastando los resultados obtenidos en términos de disipación del exceso de las presiones intersticiales y de la evolución de asentos durante el proceso de consolidación. También se analizan diferentes mecanismos de deformación de columnas de grava, en función de su situación en distintas zonas debajo de terraplenes, mediante modelos numéricos en 2D y 3D, contrastándolo con el método tradicional de análisis numérico de modelo homogeneizado en 2D.

1. INTRODUCCIÓN

Los drenes verticales tipo columnas de grava (CG) y drenes prefabricados tipo mecha (PVD) representan una de las técnicas comúnmente utilizadas para la mejora del terreno blando debajo de terraplenes. Se suelen instalar en patrones de distribución uniforme.

Las CG poseen las siguientes características geotécnicas más elevadas que el suelo natural: módulo de deformabilidad, resistencia al corte y la permeabilidad. Los efectos principales que tienen las CG instaladas debajo de los terraplenes cimentados sobre los suelos blandos con respecto al terreno sin tratar son: el incremento de la capacidad portante, la aceleración del proceso de la consolidación, la reducción de los asientos totales y diferenciales, la mejora de la estabilidad de los taludes de terraplenes y de laderas naturales y la reducción del potencial a licuefacción.

El efecto que tiene el uso de los PVD en el terreno blando se reduce a la aceleración del proceso de consolidación dado que tienen una permeabilidad elevada en comparación con el terreno natural. Considerando que poseen una rigidez despreciable, no afectan a la compresibilidad del terreno natural y consecuentemente ni a la disminución de los asientos inducidos por la sobrecarga de los terraplenes.

La predicción del comportamiento del conjunto del terraplén, suelo y drenes verticales depende de la interacción entre los mismos. En general, en los cálculos se recurre a las simplificaciones aplicando los métodos numéricos bidimensionales. Para tal fin es necesario realizar las hipótesis de conversión de diferentes parámetros geotécnicos del problema real tridimensional al modelo 2D. La geometría 3D de la malla de las CG se traduce en una pantalla equivalente en el modelo 2D. La permeabilidad y la rigidez tanto del suelo blando como de los drenes verticales se tiene que adaptar al modelo 2D para representar adecuadamente el comportamiento deformacional y las condiciones de drenaje. Existen teorías de conversión de la permeabilidad entre los modelos 3D y 2D, presentadas por Hird et al. (1997) e Indraratna y Redana (1997, 2000). Estas soluciones incluyen los efectos de instalación (“smear effects”) de los drenes a las condiciones de drenaje y de consolidación. Para tener en cuenta la rigidez de las CG, se han ampliado las soluciones de conversión de los modelos 3D y 2D (Tan et al, 2005).

En este artículo se presentan los métodos de modelización numérica de los drenes verticales instalados en el terreno blando debajo de terraplenes, empleando análisis 2D and 3D mediante el programa comercial Midas, aplicándolo a un ejemplo. Se realiza una comparación con los métodos analíticos disponibles, con respecto a los resultados obtenidos en términos de asientos y disipación de los excesos de presiones intersticiales después de la construcción del terraplén.

2. BASE TEÓRICA

Para el estudio de la consolidación del terreno mejorado mediante PVD y/o CG existen diferentes soluciones analíticas. El análisis original de consolidación en condiciones axisimétricas de drenes de arena, desarrollado por Barron (1948) ha sido ampliado para su aplicación en PVD para incluir los efectos de instalación por hinca y capacidad de drenaje (Hansbo, 1981). En estos métodos se considera representativa la deformación vertical uniforme, y se considera que no hay reparto de cargas entre suelo y PVD debido a su escasa rigidez.

Para el análisis de la consolidación radial alrededor de las CG bajo carga uniforme constante las soluciones analíticas más utilizadas son las de Balaam y Booker (1985), Han y Ye (2001), Castro y Sagasetta (2009), etc. Estos métodos han sido desarrollados para incluir el efecto de distribución de carga entre columnas y suelo y su variación con el tiempo. También se tienen en cuenta las componentes verticales y radiales de la deformación.

Hoy en día está muy generalizado el análisis numérico del conjunto de terraplén-cimiento, formado por terreno natural blando mejorado con los drenes verticales. El comportamiento real es tridimensional (3D), pero debido a que los modelos 3D suponen un tiempo de cálculo elevado, se recurre a los cálculos bi-dimensionales para el análisis. Estos modelos 2D requieren una conversión adecuada de los parámetros geotécnicos y geométricos para presentar propiamente la problemática real. El modelo 3D correspondería al modelo axi-simétrico, que requiere la conversión de los parámetros al problema en deformación plana 2D.

Existen distintos procedimientos para realizar la conversión del problema axi-simétrico al de deformación plana, estudiados en base a la teoría de célula unitaria. Este procedimiento se basa en que el comportamiento del grupo de los drenes verticales debajo de las obras lineales tipo terraplenes se puede asimilar al comportamiento de una célula unitaria. Para conseguir esta transformación es necesario establecer la equivalencia adecuada tanto en términos de consolidación (PVD y CG) como en términos de deformabilidad (CG).

En la Figura 1 se presentan las características geométricas de la célula unitaria en las condiciones axi-simétricas, y en las condiciones de deformación plana. Se observa alrededor de la columna una zona del terreno (r_w) con el efecto de instalación de drenes verticales (“smear zone”), que tiene una reducción de la permeabilidad, lo cual genera la disminución del coeficiente de permeabilidad en la misma zona.

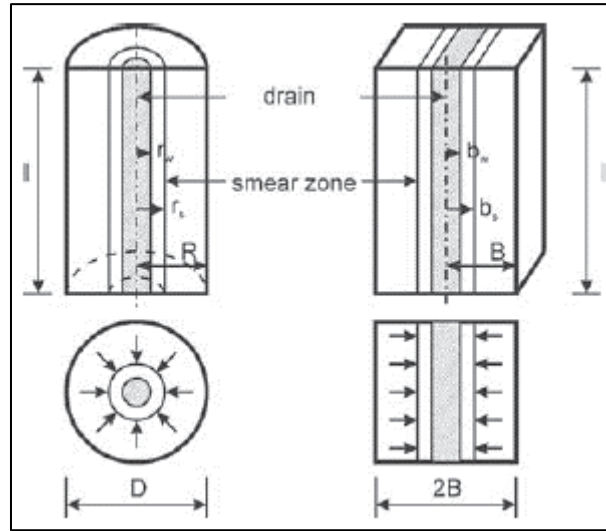


Figura 1: Célula unitaria en condiciones axisimétrica y deformación plana (Hird et al, 1998).

Las hipótesis de la solución de conversión del grado de consolidación para el estudio de drenes tipo PVD en el modelo axisimétrico y el modelo en deformación plana ($U_{ax}=U_{pl}$) son: a) terreno homogéneo en términos de permeabilidad y compresibilidad, b) comportamiento independiente de cada dren, c) drenaje en dirección horizontal. Dicha equivalencia se puede conseguir mediante uno de los siguientes métodos (Hird et al., 1992):

1. Equivalencia geométrica (método PVD1): se mantiene el mismo coeficiente de permeabilidad entre el modelo axi-simétrico y el de deformación plana ($k_{hax}=k_{hp}$) variando la geometría del modelo ($B \neq R$).

$$\frac{B}{R} = \left\{ \frac{3}{2} \left[\ln(n) + \left(\frac{k_h}{k_s} \right) \ln(s) - \left(\frac{3}{4} \right) \right] \right\}^{0.5} \quad (1)$$

2. Equivalencia de permeabilidad (método PVD2): se mantiene la geometría del modelo ($B=R$) variando el coeficiente de permeabilidad ($k_{hax} \neq k_{hp}$).

$$\frac{k_{hp}}{k_{hax}} = \frac{2}{3 \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hax}}{k_s} \right) \ln(s) - \left(\frac{3}{4} \right) \right]} \quad (2)$$

3. Equivalencia combinada de geometría y de permeabilidad (método PVD3), adoptando una geometría del modelo ($B \neq R$) obteniendo el coeficiente de permeabilidad correspondiente en deformación plana ($k_{hax} \neq k_{hp}$).

$$\frac{k_{hp}}{k_{hax}} = \frac{2B^2}{3R^2 \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hax}}{k_s} \right) \ln(s) - \left(\frac{3}{4} \right) \right]} \quad (3)$$

Siendo:

k_{hax} , k_{hp} – coeficiente de permeabilidad horizontal en condiciones axisimétrica y de deformación plana.

k_s – permeabilidad horizontal en la zona de hinca (“smear zone”).

R , B – dimensiones de célula unitaria en condiciones axisimétricas y de deformación plana.

n – relación de separación de drenes ($n=R/r_c$).

s – factor de medida de la zona de hinca con respecto a las dimensiones de dren ($s=r_s/r_c$).

r_c – dimensión del dren.

Las formulaciones de conversión dadas para PVD han sido ampliadas en el caso de CG para introducir la equivalencia en rigideces ($EA_{3D}=EA_{2D}$) entre los modelos axisimétricos y de deformación plana. Se presentan 2 métodos (Figura 2):

1. Equivalencia en geometría (método 2 de la Figura 2): se mantiene el coeficiente de permeabilidad horizontal en los modelos ($k_{hax}=k_{hp}$), asumiendo que la capacidad de drenaje es la misma. El factor de sustitución es el mismo en ambos modelos ($a_{sax}=a_{sp}$), por lo tanto el área de la columna es la misma en ambas condiciones. Esta condición resulta en la longitud de flujo mayor en deformación plana, igualdad en los módulos de elasticidad ($E_{sax}=E_{sp}$ y $E_{cax}=E_{cp}$), e igualdad en los coeficiente de permeabilidad ($k_{vax}=k_{vp}$ y $k_{hax}=k_{hp}$).

$$b_c = B \frac{r_c^2}{R^2} \quad (4)$$

2. Equivalencia en permeabilidad (método 1 de la Figura 2): se mantiene la geometría entre los modelos ($B=R$ y $b_c=r_c$). Este método conlleva el aumento del factor de sustitución en condiciones de deformación plana (a_{sp}). Las rigideces de las columnas en condiciones del modelo axisimétrico (E_{cax}) y modelo en deformación plana (E_{cp}) se ajustan de manera correspondiente al factor de sustitución (a_s), mientras que las propiedades del suelo blando se mantienen iguales ($E_{sax}=E_{sp}$).

$$\frac{k_{hp}}{k_{hax}} = \frac{F(n)_p}{F(n)_{ax}} \frac{B^2}{R^2} \left[\frac{m_{vs} m_{vc} (1-a_s)}{m_{vc} (1-a_s) + m_{vs} a_s} \right]_p \left[\frac{m_{vvc} (1-a_s) + m_{vvs} a_s}{m_{vs} m_{vc} (1-a_s)} \right]_{ax} \quad (5)$$

Siendo:

m_{vs} , m_{vc} – coeficiente de compresibilidad volumétrica del suelo y de la columna.

a_s – factor de sustitución ($a_s=A_c/A_t$).

A_c , A_t – área de la columna y área tributaria (columna + suelo).

$F(n)$ – factor de espaciado entre drenes.

$$F(n) = \frac{n^2}{(n^2 - 1)} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (6)$$

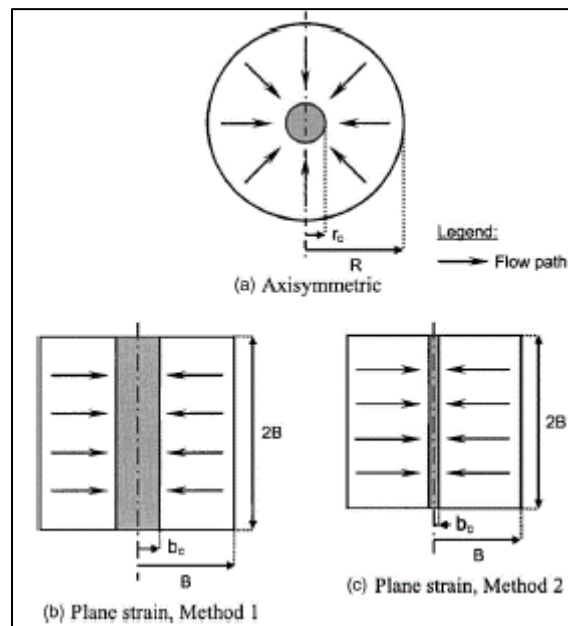


Figura 2: Célula unitaria en condiciones axisimétrica y deformación plana (Tan et al, 2005).

3. MODELO ESTUDIADO

El análisis numérico se ha realizado mediante el programa de elementos finitos Midas, tanto en condiciones 2D como en 3D. Se han aplicado las técnicas de CG y PVD para mejorar un terreno blando de 10 m espesor como cimiento de un terraplén cuyas características son las siguientes: 6 m de altura y 10 m en coronación con taludes de 2H: 1V, construido en 2 etapas de 3 m de altura y una duración de 2 días cada una. La disposición en planta de CG y PVD, es en malla cuadrada de 2.5 m de lado. El nivel freático se ha considerado en el contacto entre el suelo y el terraplén. En la Tabla 1 se resumen los parámetros geotécnicos de los materiales estudiados.

	Peso (kN/m ³)	E(MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	K _v (m/día)	K _h (m/día)
CG	20	100	0	42	1	1
Terreno blando	18	5	10	22	$1 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$
Terraplén	20	35	10	30	1	1
PVD	17		-	-	1	1
Smear zone	17		5	25	0.5	0.5

Tabla 1. Propiedades geotécnicas.

Para comparar los métodos numéricos con los métodos analíticos se han estudiado los siguientes casos (Tabla 1):

Modelo tipo	PVD	CG
Célula unitaria 3D	CASO 1-PVD	CASO 1-CG
Célula unitaria 2D (axisimétrico)	CASO 2-PVD	CASO 2-CG
Célula unitaria deformación plana Método 1	CASO 3-PVD	CASO 3-CG
Célula unitaria deformación plana Método 2	CASO 4-PVD	CASO 4-CG
Terraplén 2D Método 2	CASO 4T-PVD	CASO 4T-CG
Franja de Terraplén 3D		CASO 1T-CG

Tabla 2. Modelos numéricos estudiados.

El objetivo es estudiar la consolidación comparando curvas de evolución de asientos y disipación de excesos de presión intersticial con tiempo obtenidas mediante diferentes maneras de modelización indicados en la Tabla 2. Este análisis se compara con algunos métodos analíticos (Barron (1948), Balaam y Booker (1985), Han y Ye (2001), Castro y Sagaseta (2009)).

Con el objetivo de estudiar el mecanismo de deformación de las CG al ser sometidas a las cargas del terraplén, se ha llevado a cabo el siguiente análisis: (a) análisis 3D del conjunto terraplén-suelo-CG, (b) ídem (a) en 2D transformando las CG en pantallas equivalentes, (c) análisis 2D con modelo del bloque homogeneizado con parámetros geotécnicos equivalentes ponderando los parámetros de resistencia y deformabilidad en función del factor de sustitución (a_s) (ver Figura 3).

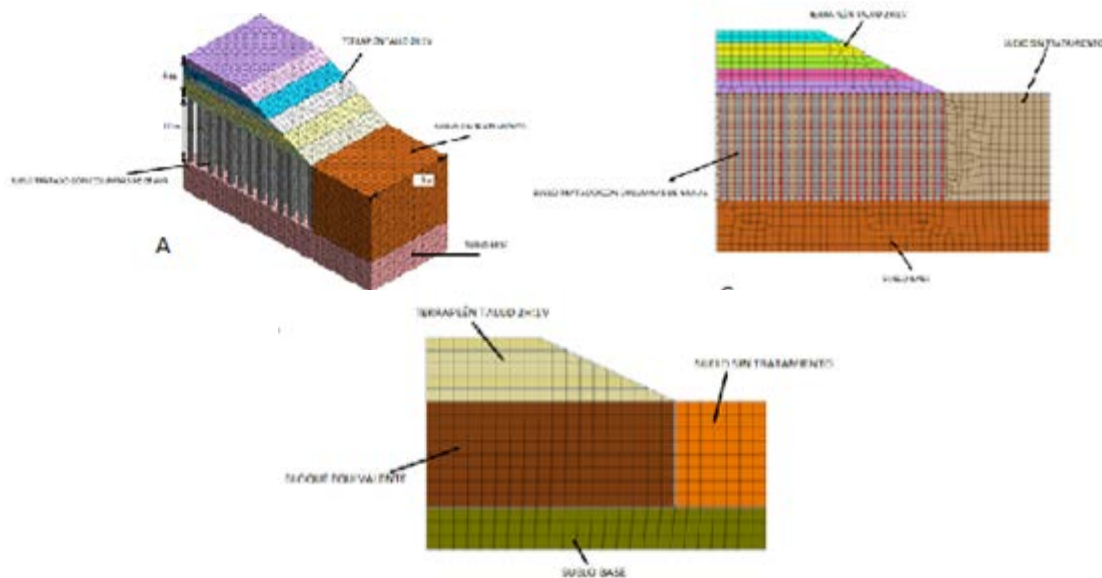


Figura 3. Modelos numéricos de análisis de mecanismos de rotura de CG.

4. RESULTADOS

A continuación se presentan los gráficos obtenidos de correlación de: (1) la evolución de los

asientos durante el periodo de construcción del terraplén y durante la consolidación y (2) la disipación de los excesos de presiones intersticiales mediante las técnicas CG y PVD (ver Figuras 4 y 5). Los gráficos que correlacionan la disipación de los excesos de presiones intersticiales se corresponden al punto con máxima generación de presiones intersticiales, siendo este en medio entre las CG y PVD en el contacto entre terreno blando y el sustrato impermeable debajo del mismo. Los asientos máximos desarrollados son correspondientes al punto medio entre las CG y PVD situado en la superficie del terreno blando.

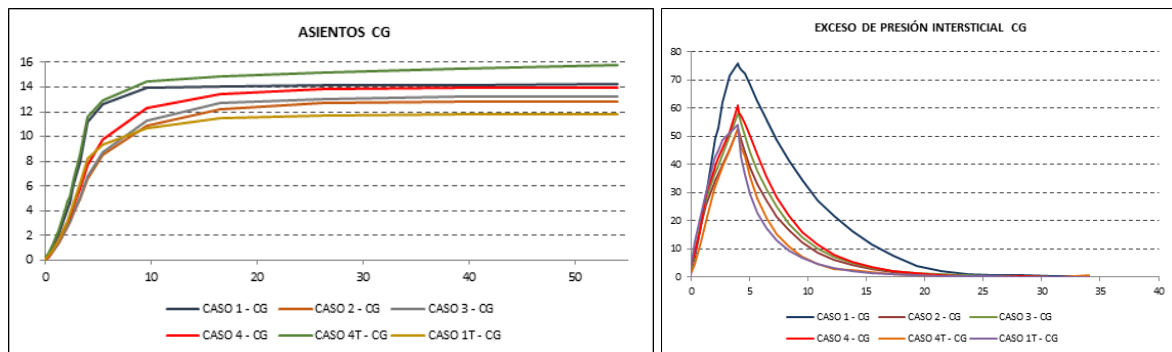


Figura 4: Asientos y disipación de excesos de presiones intersticiales para CG.

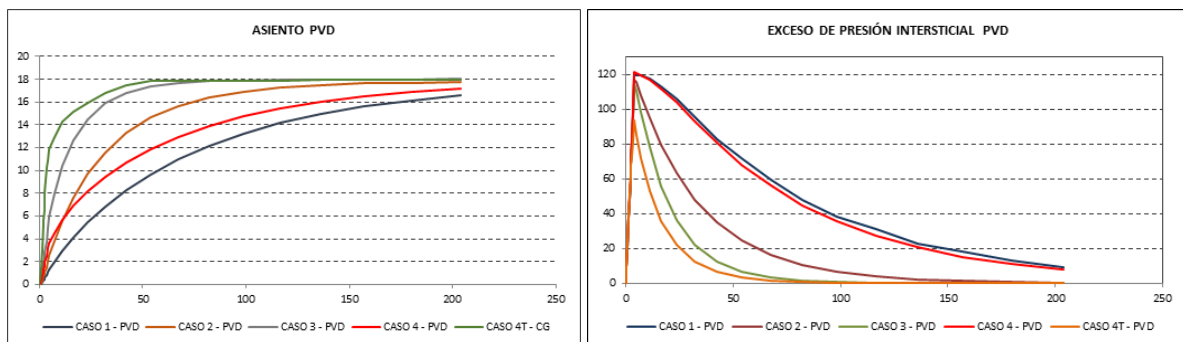


Figura 5: Asientos y disipación de excesos de presiones intersticiales para PVD.

Se observa que diferentes métodos aplicados para la modelización numérica de los PVD y CG no presentan las correlaciones idénticas, tanto en valores máximos como en forma de evolución de las curvas con tiempo. Los valores máximos tanto de asientos como de exceso de presiones intersticiales obtenidos mediante diferentes técnicas de modelización varían entre 10 y 30 %, siendo mayor la diferencia para CG. En el caso de la forma de evolución de las curvas de consolidación se detecta una mayor discrepancia en el caso de los PVD.

Como es predecible, el tiempo necesario para disipación de los excesos de las presiones intersticiales, distribuidas en una misma malla, es bastante menor en el caso de terreno mejorado con CG por su mayor capacidad de evacuación de agua respecto al tratamiento con PVD. En el caso de los PVD, el valor del exceso de presiones intersticiales corresponde aproximadamente

al valor de la sobrecarga del terraplén. Asimismo, en el caso de CG una parte de disipación de los excesos de presiones intersticiales se produce durante la construcción del terraplén.

En la figura 6 se presentan diferentes curvas del grado de consolidación deducidas de los cálculos mediante las soluciones analíticas citadas anteriormente para el mismo ejemplo práctico que el utilizado en diferentes modelos numéricos para la mejora del terreno mediante CG. El resultado demuestra una mejor aproximación a la solución propuesta por Castro y Sagaseta (2009).

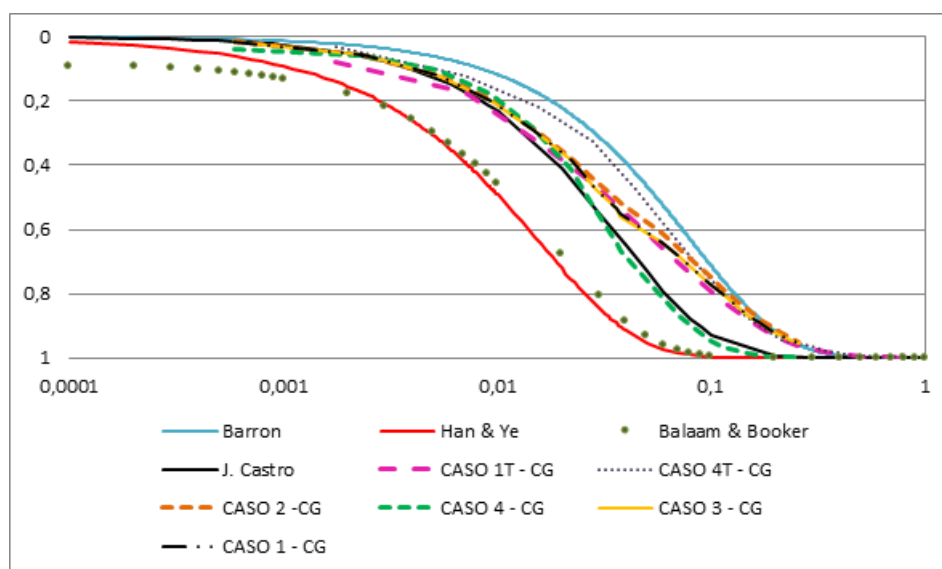


Figura 6. Comparación del grado de consolidación - solución analítica y numérica.

En las figuras 7 y 8 se observa el comportamiento deformacional de las CG obtenido mediante los modelos numéricos presentados en la figura 3a y 3b. Se distinguen tres zonas diferentes:

- Zona 1: debajo de la zona central del terraplén. Las CG están sometidas a una deformación vertical acompañadas de un ensanchamiento, estando sometidas a las condiciones de carga casi-axialmente simétricas (“bulging”) (ver Figura 8a).
- Zona 2: justo detrás de la cresta del talud del terraplén. Las CG están sometidas a una deformación tanto vertical como horizontal por los efectos combinados de ensanchamiento y flexión. En la figura 8b se observa en la zona 2 el mayor desarrollo de los desplazamientos verticales.
- Zona 3: debajo del talud del terraplén, donde las CG están sometidas principalmente a flexión. En la figura 8c se observa el mayor desplazamiento horizontal debido a la flexión de columnas.

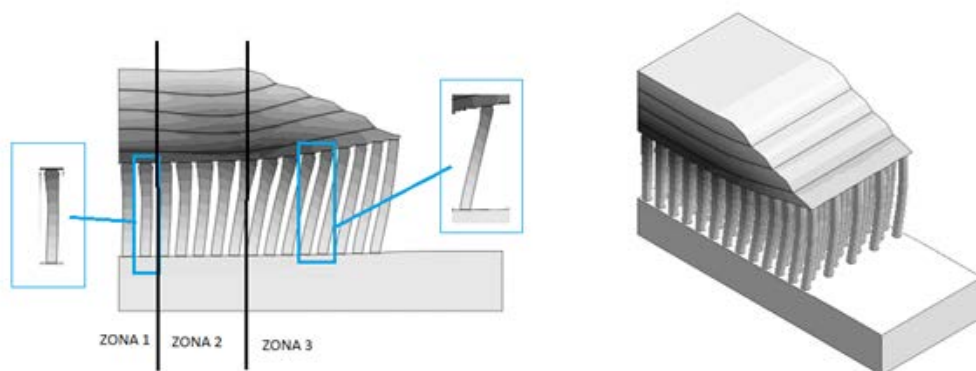


Figura 7. Mecanismo de deformación de las columnas de grava

Los resultados obtenidos mediante el análisis numérico (Figuras 7 y 8) son consistentes con los resultados de los ensayos de centrifuga (Steward y Fahey, 1994) efectuados para las CG ejecutadas como apoyo de terraplén de ferrocarril.

En la Figura 8d se presentan los resultados de desplazamiento para el modelo del terreno homogeneizado dado en la figura 3c, confirmando que no es posible estimar las tensiones internas desarrolladas en las CG ni detectar sus mecanismos de deformación.

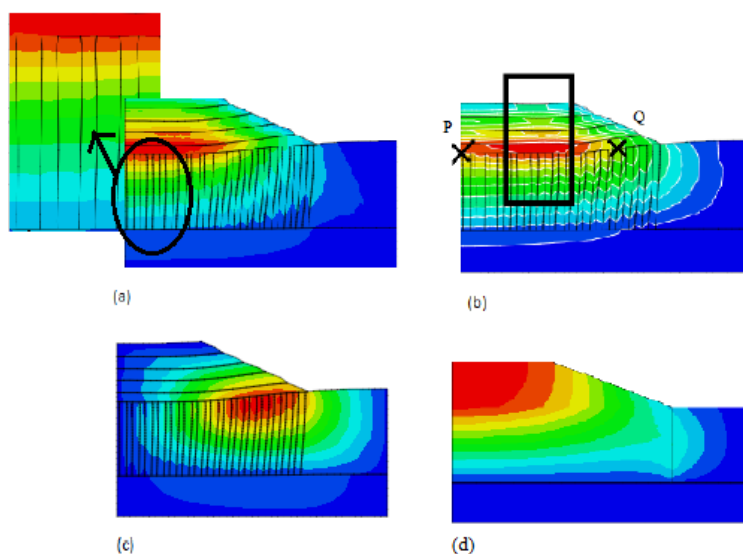


Figura 8. (a) Ensanchamiento de CG (zona 1); (b) Desplazamiento vertical máximo (zona 2); (c) Desplazamiento horizontal máximo (zona 3); (d) Desplazamiento modelo homogeneizado 2D.

5. CONCLUSIONES

En base a lo expuesto en este artículo se pueden derivar las siguientes conclusiones:

- La elección del tipo de drenaje mediante CG y PVD, en cuanto a su eficiencia, depende de las características de proyecto. La técnica de CG acelera con mayor rapidez el proceso de consolidación del terreno.
- Se han contrastado diferentes métodos de análisis en modelización numérica (PVD y CG) basados en distintas metodologías de conversión de las propiedades geométricas y geotécnicas (permeabilidad) para conseguir los resultados parecidos en términos de evolución de los asientos y disipación de los excesos de las presiones intersticiales.
- En el caso de CG el parámetro adicional que se tiene que tener en cuenta en la conversión de los modelos numéricos es la rigidez de la columna y de los paneles equivalentes.
- Se observa que diferentes métodos aplicados para la modelización numérica de los PVD y CG no presentan las correlaciones idénticas de asientos y disipación de excesos de presiones intersticiales, tanto en valores máximos como en forma de evolución de las curvas con tiempo.
- Los valores máximos tanto de asientos como de exceso de presiones intersticiales obtenidos mediante diferentes técnicas de modelización varían entre 10 y 30 %, siendo mayor la diferencia para CG. En el caso de la forma de evolución de las curvas de consolidación se detecta una mayor discrepancia en el caso de los PVD.
- Se han realizado comparaciones de las curvas analíticas del grado de consolidación propuestas por varios autores con diferentes métodos de análisis del modelo numérico de entrada descritos en el artículo.
- Los métodos numéricos permiten determinar los modos de deformación de CG debajo de terraplenes utilizando los modelos reales 3D y modelos 2D con las columnas modelizadas mediante franjas de rigidez equivalente, analizando en detalle estado tenso-deformacional de las CG.
- Se ha confirmado que los modelos numéricos empleando el terreno homogeneizado no permiten evaluar las tensiones inducidas en las CG ni sus correspondientes mecanismos de rotura.

REFERENCIAS

- Balaam, N.P. y Booker, J.R. 1981. Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *Int. Journal Numerical Analyt. Meth. Geomechanics*, vol. 5, Nº 4, pp. 397–403.
- Barron, R.A. 1948. Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, vol. 113, pp. 718–742.

- Castro, J. 2008. Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria.
- Castro, J. y Sagaseta, C. 2009. Consolidation around Stone columns. Influence of column deformation. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* Vol. 33, pp. 851-877.
- Han, J. y Ye, S.L. 2001. Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundations. *Journal Geotech. Geoenviron. Eng.*, vol. 127, N° 7, pp. 597–603.
- Hansbo, S. 1981. Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundations Eng.*, vol. 3, pp. 677–682.
- Hird, C.C., Pyrah, I.C. y Russell, D. 1992. Finite element modelling of vertical drains beneath embankments on soft ground. *Geotechnique*, vol. 42, N° 3, pp. 499–511.
- Hird, C.C., Pyrah, I.C., Russell, D. y Cinicioglu, F. 1995. Modelling the effect of vertical drains in two-dimensional finite element analyses of embankments on soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 32, pp. 795–807.
- Midas. 2016. Reference Manual.
- Tan, S.A. y Oo, K.K. 2005. Stone column FEM modeling – 2D and 3D considerations illustrated by case history. *Proc. Int. Symp. On Tsunami Reconstruction with Geosynthetics*, ACSIG, Bangkok, Thailand, pp. 157–169.
- Tan, S.A., Tjahyono, S. y Oo, K.K. 2008. Simplified Plane-Strain Modeling of Stone-Column Reinforced Ground. *Journal of Geotech. And Geoenvir. Eng. ASCE*, vol. 134, N° 2, pp. 185–194.

MECANISMOS QUE CONTROLAN LA VELOCIDAD DE LOS DESLIZAMIENTOS

Núria M. PINYOL^{*#}, M. Rosaria SCOPPETTUOLO[†] y Eduardo E. ALONSO[#]

* Centre de Metodes Numerics en Enginyeria (CIMNE)

Departament de Ingenieria Civil y Ambiental, Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

† Università degli Studi di Salerno (UNISA)

RESUMEN

Los deslizamientos activos a menudo mantienen velocidades lentas o moderadas (del orden de mm/día o cm/día) durante un largo periodo de tiempo. Las variaciones de la velocidad están relacionadas con los cambios en las condiciones externas. En otros casos se observan deslizamientos llamados catastróficos por alcanzar grandes velocidades en algunos casos después de una etapa de movimiento lento. Simples leyes de resistencia no permiten explicar este tipo de comportamientos. En este artículo se analizan tres casos reales de deslizamientos activos lentos tomados de la bibliografía. En primer lugar, se pone de manifiesto que una simple ley de resistencia tipo Mohr-Coulomb predice velocidades mucho mayores que las registradas. A continuación, se muestra cómo la consideración del efecto positivo de la velocidad de deformación en la resistencia friccional permite reproducir satisfactoriamente la evolución del movimiento observado en los tres casos reales analizados mediante un modelo sencillo unidimensional.

En la segunda parte de este artículo, se analiza la evolución de los deslizamientos de una fase de reptación a una fase acelerada en la que, aparte de los efectos de la velocidad, se incluye la interacción térmica debido a la disipación del trabajo friccional en forma de calor en las bandas de corte. Un análisis de sensibilidad para el caso de deslizamientos planos muestra como en función del efecto de la velocidad sobre la resistencia y la disipación de los excesos de presión inducidos por el propio movimiento, se distingue entre deslizamientos potencialmente seguros o catastróficos. Dado un deslizamiento, para valores relativamente altos del efecto de la velocidad y del coeficiente de disipación, el deslizamiento se mantiene a velocidad lenta sin que se prevea su aceleración durante un periodo de tiempo en el cual el desplazamiento acumulado se mantiene dentro de un rango de valores razonables.

1. INTRODUCCIÓN

A modo de introducción, se considera el deslizamiento de un bloque sobre una superficie inclinada un ángulo β . Se define la resistencia entre el bloque y la superficie según la ley de Mohr-Coulomb sin cohesión y el FS como el cociente entre la resistencia friccional disponible y la resistencia friccional movilizada. Bajo estas hipótesis, la velocidad del bloque, v , aumenta en el tiempo, t , según la siguiente ecuación:

$$v = g \sin \beta (1 - FS) t \quad (1)$$

donde g indica la aceleración de la gravedad. Si el FS se mantiene igual a 1, el bloque permanece quieto. Para iniciar el movimiento es necesario el desequilibrio entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes. Es habitual que en taludes y laderas naturales el desequilibrio de fuerzas (debido a cambios en la presión de agua, erosión, excavaciones, entre otros) sea relativamente pequeño. Para el caso de una inclinación $\beta=10^\circ$ y una reducción del FS en 0.01 ($FS = 0.99$), la Ec. (1) predice que la velocidad alcanza 1 m/s en menos de un minuto. Sin embargo, esta gran aceleración no se observa en la realidad. De hecho, en deslizamientos activos a menudo se observan velocidades prácticamente constantes.

Por otro lado, en algunos casos de deslizamientos rápidos, se conoce que la masa movilizada acelera de forma repentina y alcanza velocidades catastróficas en pocos segundos. Este es el caso del deslizamiento de Vajont, 1963, Italia (Hendron & Patton 1985) en el que después de una fase de movimiento lento de pocos milímetros por día, el deslizamiento aceleró y alcanzó unos 30 m/s en 15 segundos, aproximadamente. La Ec. (1) no es capaz de predecir tal aceleración. Para el mismo valor de inclinación de la superficie de deslizamiento, una reducción del factor de seguridad en 1% requiere de 30 minutos para alcanzar los 30 m/s.

Es cierto que en la realidad la geometría compleja de los deslizamientos y su evolución con el movimiento, así como la variación gradual de las condiciones de contorno, contribuye a una variación de la velocidad en el tiempo y ello no siempre se puede simplificar a un deslizamiento plano. Pero análisis más detallados de deslizamientos ponen de manifiesto que la Ec. (1) es demasiado simple para poder explicar los fenómenos observados en la realidad y que se requieren leyes de resistencia más complejas o fenómenos adicionales a tener en cuenta. Este artículo analiza el movimiento de deslizamientos con especial atención a la transición de movimientos lentos a movimientos rápidos acelerados. La morfología y dinámica de los deslizamientos es muy variada. Hungr et al. (2014) presenta una clasificación de los deslizamientos teniendo en cuenta distintos aspectos. En este artículo, haciendo una clasificación particular, nos referimos únicamente a los movimientos con un modo de deformación preferente concentrado en superficies de deslizamientos sin entrar en los de tipo flujo. Esta distinción es relevante cuando se consideran los modelos teóricos para su análisis. En el primer caso, los modelos se concentran en la posición y características resistentes a lo largo de las superficies de deslizamiento que deben cumplir la compatibilidad de movimiento. En el segundo caso el análisis de flujos se asocian a modelos viscosos (Iverson et al. 1997; Cascini et al. 2010; Pastor et al. 2014).

Este artículo considera dos fenómenos con efectos contrarios para explicar la evolución de la velocidad de deslizamientos. Por un lado, se introduce el efecto positivo de la velocidad de deformación de corte sobre la resistencia; y por otro, se consideran los incrementos de presión inducidos por el calentamiento a lo largo de la superficie de deslizamiento debido a la disipación del trabajo friccional en forma de calor. Para ello se resuelven las ecuaciones de gobierno en términos adimensionales para el caso de un deslizamiento plano y se discuten los parámetros más relevantes mediante análisis de sensibilidad.

2. DEPENDENCIA DE LA RESISTENCIA CON LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN

El efecto de la velocidad de deformación sobre la resistencia al corte en suelos y rocas ha sido extensamente estudiado mediante ensayos de laboratorio (Skempton 1985; Dieterich 1979; Ruina 1983; Tika & Hutchinson 1999; Di Toro et al. 2006; Liao et al. 2011; Yang et al. 2014) y desde un punto de vista teórico proponiendo expresiones matemáticas para incorporar el efecto de la velocidad sobre la resistencia al corte (Bowden & Tabor 1964; Mitchell 1976; Rice & Ruina, 1983; Davis et al. 1993; Wedage et al. 1998). Por lo general se observa un incremento de la resistencia con la velocidad de deformación que puede representarse mediante leyes logarítmicas y exponenciales. En este apartado se considera una expresión exponencial que determina la evolución de componente friccional de la resistencia desde un valor inicial ($\tan \phi_{\min}$), asociado al valor de resistencia residual a velocidades bajas, a un valor máximo ($\tan \phi_{\max}$) en función de un parámetro del modelo α .

$$\tan \phi_v = \tan \phi_{\min} + (\tan \phi_{\max} - \tan \phi_{\min}) (1 - e^{-\alpha v}) \quad (2)$$

El subíndice v indica la dependencia del ángulo de fricción con la velocidad.

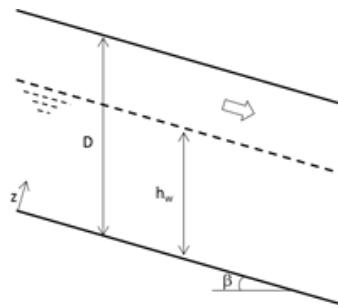


Figura 1. Esquema de deslizamiento plano

Se considera el caso sencillo de un deslizamiento plano como el mostrado en la Figura 1 de espesor D , con un flujo paralelo a la superficie de deslizamiento y un nivel de agua situado a una altura h_w . La aplicación de la segunda ley de Newton lleva a la siguiente ecuación diferencial

$$\frac{dv}{dt} = g \left[\tan \beta - \left(1 - \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_s D} \right) \tan \phi_v \right] \quad (3)$$

que permite determinar la velocidad del deslizamiento en el tiempo para distintos valores del nivel de agua. γ_w y γ_s representan el peso específico del agua y del suelo, respectivamente. Para un deslizamiento en concreto y dada una ley de fricción en función de la velocidad, se puede determinar el nivel de agua máximo (h_w^{\max}) y mínimo (h_w^{\min}) en el que el deslizamiento alcanza una velocidad equilibrio sin aceleración y se moviliza la resistencia correspondiente al ángulo de fricción mínimo y máximo respectivamente. Dentro de este rango de niveles de agua, la velocidad constante alcanzada por el deslizamiento para un nivel de agua en particular se puede obtener a partir de la Ec. (2) y resulta:

$$v_{const} = -\frac{1}{\alpha} \ln \left[\frac{\tan \phi_{\max} - \tan \phi_{v_{const}}}{\tan \phi_{\max} - \tan \phi_{\min}} \right] \quad (4)$$

donde

$$\tan \phi_{v_{const}} = \tan \beta / \left(1 - \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_s D} \right) \quad (5)$$

Esta ley ha sido utilizada para simular el comportamiento observado en tres casos reales de deslizamientos activos de los que se dispone de datos: el deslizamiento de Porta Cassia, en la ladera de Orvieto, Italia (Lembo-Fazio et al. 1984; Tommassi et al. 1997;2013), el deslizamiento de Alverà, en Veneto, Italia (Panizza et al. 1996) y el deslizamiento de Vallcebre, situado al noreste de los Pirineos, España (Corominas et al. 2005; Ledesma et al. 2009). Se trata de tres deslizamientos activos que han sido auscultados durante largos periodos de tiempo y de los que se dispone de la geometría, posición de la superficie de deslizamiento, evolución del movimiento y niveles de agua en el tiempo, así como de la caracterización de los materiales involucrados.

Deslizamiento	Altura, D [m]	Densidad natural [g/cm ³]	Inclinación, β [°]	Ángulo de fricción mínimo [°]	Ángulo de fricción máximo [°]	Parámetro α [s/m]
Porta Cassia	7	1950	10	11	17.8	$1.4 \cdot 10^9$
Alverà	5	1870	11	15.9	21.8	$1.15 \cdot 10^8$
Vallcebre	15.5	2000	6.5	7.8	12.3	$3.85 \cdot 10^7$

Tabla 1. Parámetros geoméricos y constitutivos introducidos en los análisis de deslizamientos.

Cada uno de los deslizamientos analizados se ha representado como un deslizamiento plano con la superficie de deslizamiento situada a una profundidad dada y con una inclinación correspondientes a valores medios calculados a partir de sus secciones representativas (Tabla 1). El ángulo mínimo de rozamiento considerado corresponde al ángulo residual indicado en los artículos de referencia obtenido mediante ensayos de laboratorio. No se dispone de datos de la evolución del ángulo de fricción con la velocidad. Wang et al. (2010) muestra a partir de ensayos de laboratorio incrementos de hasta 18° en ángulo de fricción para dos suelos limosos arcilloso de plasticidad baja a media cuando la velocidad de corte aumenta de 0.001 mm/s a 100 mm/s. Para los mismos rangos de velocidad Schulz & Wang (2014) observa incrementos

menores, de 4° , para un limo arcilloso de alta plasticidad. Los valores de los ángulos de fricción máximos y del parámetro α calibrados para el ajuste de los resultados de los cálculos con las medidas de campo (Tabla 1) llevan a la variación del ángulo de fricción con la velocidad de deslizamiento que se muestra en la Figura 4.

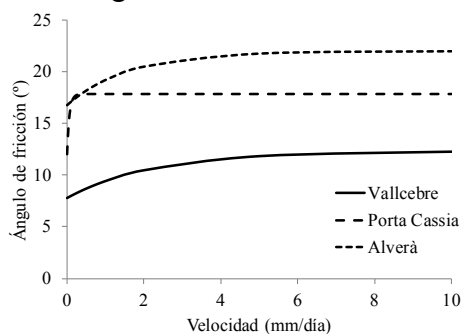


Figura 4. Variación del ángulo de fricción con la velocidad de deslizamiento introducido en los cálculos.

En las Figuras 5-7 se muestran en nivel de agua respecto a la superficie de deslizamiento que se ha introducido en los cálculos, la velocidad y el desplazamiento acumulado. Se comparan los resultados de los cálculos con las medidas de auscultación. Aunque el modelo es sencillo es capaz de reproducir razonablemente bien la evolución del movimiento y permite dar una explicación al hecho de que no se observe una aceleración del deslizamiento tal y como prevé una simple ley de resistencia. Si se aplica la segunda ley de Newton a estos modelos simplificados de los deslizamientos con una ley de resistencia tipo Morh-Coulomb, la aceleración calculada debida a los incrementos de presión de agua por el ascenso de los niveles de agua lleva a una gran aceleración de los deslizamientos que no se observa en la realidad. Como ejemplo, en el caso de Vallecebre, la altura del nivel del agua para una situación de equilibrio estricto es de 5.21 m. El nivel de agua sube por encima de los 14.5 m de la superficie de deslizamiento. Si no se incluyen los efectos de la velocidad sobre la resistencia, para las mismas hipótesis, el nivel del agua a 14.5 m lleva una aceleración de 0.38 m/s. Es decir, que el deslizamiento alcanzaría una velocidad superior a 20 m/s en un minuto. Valores muy alejados de la realidad.

3. ACOPLAMIENTO TERMO-HIDRO-MECÁNICO

En el análisis presentado en este apartado se incluyen los efectos térmicos inducidos por la disipación en forma de calor del trabajo friccional generado en las bandas de corte. El problema se plantea de nuevo para el caso de un deslizamiento plano en el que las deformaciones se concentran en una banda de corte de espesor finito sobre la cual desliza una masa rígida. Se resuelve de forma acoplada el balance de masa de agua y de sólido, el balance de energía, las ecuaciones constitutivas que rigen el comportamiento del material de la banda de corte y su entorno y la ecuación de equilibrio dinámico de la masa deslizada.

La metodología de análisis sigue el mismo enfoque que el presentado en Voight & Faust (1982), Hendron & Patton (1985), Vardoulakis (2002), Cecinato et al. (2010). En concreto, las

ecuaciones de gobierno se describen en detalle en Pinyol & Alonso (2010) y Alonso et al. (2010). En este caso se han resuelto de forma adimensional y se ha incorporado el efecto de la velocidad de deformación en la ley de resistencia como se ha descrito en el apartado anterior, pero en este caso utilizando una ley logarítmica,

$$\tan \phi = \tan \phi_{\min} \left(1 + A \ln \frac{v}{v_0} \right) \quad (5)$$

donde v_0 es una velocidad de referencia a partir de la cual aparece el efecto de la velocidad sobre la resistencia. Para valores de la velocidad inferiores a v_0 , el ángulo de fricción se mantiene igual al ángulo de fricción residual ϕ_{\min} .

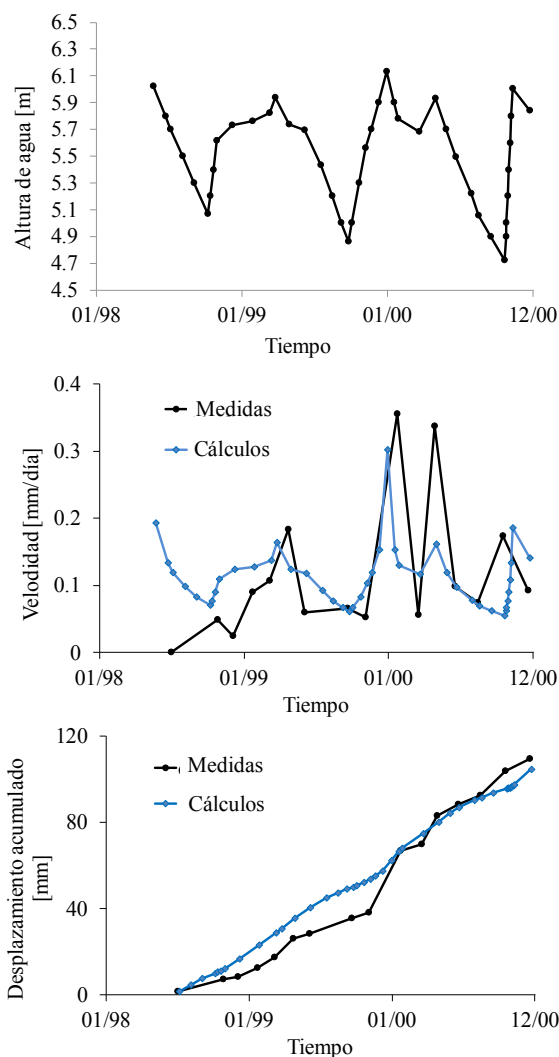


Figura 5. Medidas y resultados de los cálculos para el caso del deslizamiento de Porta Cassia. Medidas del sensor O4 (Tommassi et al. 1997).

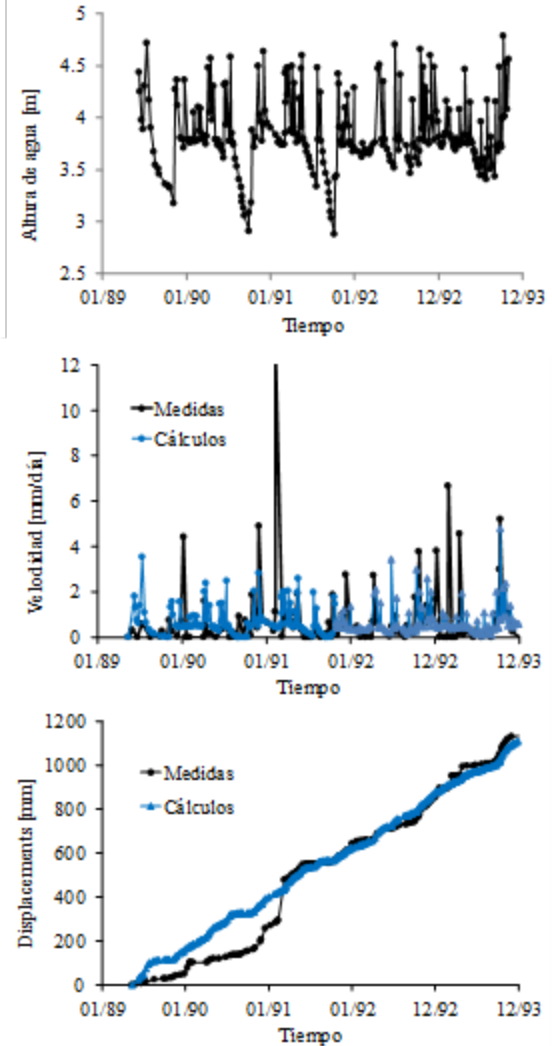


Figura 6. Medidas y resultados de los cálculos para el caso del deslizamiento de Alverà. Medidas en el sensor S5 (Panizza et al. 1996).

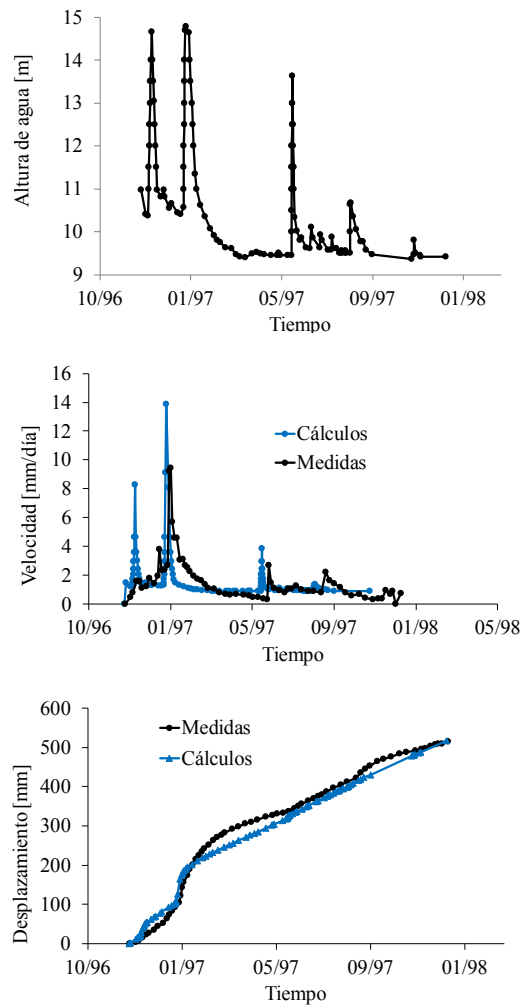


Figura 7. Medidas y resultados de los cálculos para el caso del deslizamiento de Vallcebre. Medidas del sensor S2 (Corominas et al. 2005).

A modo ilustrativo se analiza el caso de un deslizamiento plano definido por (ver Fig. 1) $D = 25$ m, $h_w = 11.05$ m, $\beta = 9.8^\circ$, $\phi_{\min} = 12^\circ$, espesor de la banda de corte $2e = 2.5$ mm, coeficiente de deformación edométrica $m_v = 1.5 \cdot 10^{-9}$ Pa⁻¹ y permeabilidad $k = 10^{-9}$ m/s. Se impone una temperatura inicial de 10° . El talud, inicialmente en equilibrio, se moviliza debido a un incremento del nivel del agua. La evolución en el tiempo del nivel de agua impuesto se muestra en la Figura 8 junto a la evolución de otras variables calculadas. Un incremento del nivel de agua a 13 m induce la aceleración del deslizamiento, sin embargo, los efectos de la velocidad en la resistencia friccional contribuyen a mantener el deslizamiento en un equilibrio dinámico a una velocidad prácticamente constante e inferior a 1 mm/seg. Durante el movimiento se generan excesos de presión y temperatura en el interior de la banda que se disipan hacia el exterior. Se alcanzan valores relativamente pequeños de temperatura y presión debido a la pequeña velocidad alcanzada. La reducción posterior del nivel de agua lleva a una reducción

de la velocidad, de la presión de agua y de la temperatura generadas. El ángulo de fricción varía en función de la velocidad según la Ec. (5). Cuando el nivel de agua incrementa a 14 m, el desequilibrio de fuerzas induce un incremento en la velocidad que a su vez induce un incremento de la temperatura y la presión de agua. El efecto positivo de la velocidad en la resistencia no es suficiente para mantener el deslizamiento a una velocidad baja y se inicia un proceso retroalimentado que termina en la aceleración catastrófica del deslizamiento debido a la pérdida de tensión efectiva.

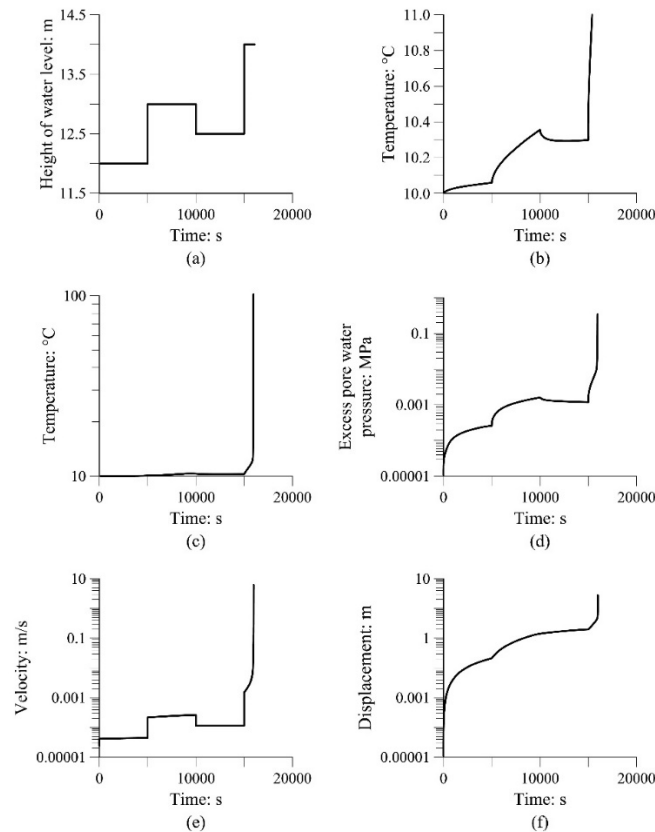


Figura 8. Cálculos de la respuesta de un deslizamiento plano: (a) nivel de agua impuesto; (b) y (c) temperatura en el centro de la banda de corte; (d) excesos de presión de agua en el centro de la banda de corte; (e) velocidad del deslizamiento; (f) desplazamiento del deslizamiento.

Se analiza a continuación el caso de un deslizamiento plano inspirado en el deslizamiento de mayor tamaño ($D = 240$ m, $\beta = 9.8^\circ$, $\phi_{\min} = 12^\circ$). La Figura 9 muestra la velocidad adimensional (v/v_{ref} , $v_{ref} = 10^{-5}$ m/s) calculada para un deslizamiento de 480 m y para tres valores distintos de parámetro A ($9.41 \cdot 10^{-3}$, $4.7 \cdot 10^{-3}$ y 0) que controla el incremento de la resistencia con la velocidad (Figura 10) y para diferentes del parámetro adimensional Σ definido como $\Sigma = \frac{K}{\gamma_w m_{soil} D \sqrt{gD}}$. Dada una geometría de deslizamiento, este parámetro es una medida de la disipación de la presión y depende de la permeabilidad y la compresibilidad del suelo, como ocurre con el coeficiente de consolidación de la teoría clásica. Se observa en la Figura 9 que

este parámetro determina la velocidad del deslizamiento. Dado un valor de A , valores grandes de Σ permiten la disipación durante el propio movimiento de los excesos de presión generados. En este caso, la tensión efectiva y la resistencia se mantienen en valores altos y no se produce la aceleración del deslizamiento. A partir de un valor de Σ , la presión se acumula en la banda de corte y se reduce la tensión efectiva y, en consecuencia, la resistencia friccional. El deslizamiento, frente a la pérdida de resistencia, acelera, aumenta la velocidad, el calor generado y los excesos de presión que reducen la tensión efectiva a valores prácticamente nulos. La velocidad adimensional máxima alcanzada, cercana a 1, es común en todos los casos porque corresponde a la velocidad de caída por el talud sin fricción.

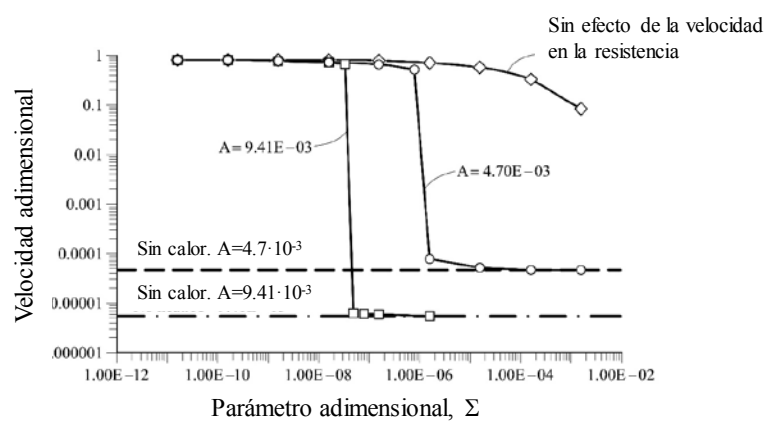


Figura 9. Efecto del parámetro A que controla el efecto de la velocidad en la resistencia friccional sobre la velocidad adimensionalizada de un deslizamiento plano para distintos valores del parámetro Σ .

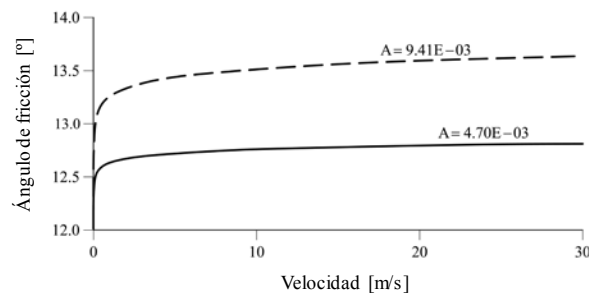


Figura 10. Variación del ángulo de fricción con la velocidad para dos valores del parámetro A . Se puede ver en la Figura 9 que el efecto de la dependencia de la resistencia con la velocidad es muy significativo. Un incremento del valor A permite mantener el deslizamiento en velocidades relativamente pequeñas. Esto se puede observar claramente si se compara con la velocidad alcanzada cuando el valor de A es nulo, que representa la ausencia de efecto de la velocidad sobre la resistencia. Por otro lado, a mayor A , mayor es el rango de valores del coeficiente de disipación en el que el deslizamiento se mantiene sin acelerar de forma catastrófica.

La Figura 11 muestra los resultados de un análisis de sensibilidad para destacar el efecto de la

dependencia de la resistencia con la velocidad. La curva indicada como “tiempo de aceleración” y referida al eje vertical de la izquierda indica el momento en el que el deslizamiento acelera bruscamente debido al proceso retroalimentado de acumulación de excesos de presión inducidos por calor. El tiempo adimensional se define como $\hat{t} = t \frac{\sqrt{gD}}{D}$. Las dos curvas restantes se refieren al eje vertical de la derecha. La curva representada mediante círculos indica la velocidad alcanzada antes de la aceleración catastrófica. Por último, la curva discontinua indica la velocidad del deslizamiento cuando no se incluyen los efectos térmicos. De acuerdo a los resultados obtenidos, se pueden distinguir tres regiones en función del parámetro A . Para el caso particular analizado, en los casos con valores de A inferiores a $5 \cdot 10^{-4}$, el deslizamiento acelera prácticamente al inicio del movimiento. Para valores intermedios de A ($5 \cdot 10^{-4}$ - $6 \cdot 10^{-4}$), el deslizamiento avanza a velocidad moderada durante un periodo de tiempo determinado en el cual se acumulan lentamente excesos de presión y finalmente el deslizamiento acaba acelerando catastróficamente en el tiempo indicado en la figura mediante la curva indicada con cuadrados. Para valores mayores de A , no se observa la aceleración brusca del deslizamiento durante un largo periodo de tiempo y su aceleración no parece posible dentro de desplazamientos razonables. En este caso, el incremento de la resistencia con la velocidad permite mantener el deslizamiento a una velocidad suficientemente pequeña como para que los excesos de presión acumulados no tengan un papel relevante. Sin embargo, al comparar la velocidad alcanzada en estos casos con la velocidad calculada sin el efecto del incremento de la resistencia con la velocidad de corte, se puede concluir que los procesos térmicos tienen efecto incluso en los casos de deslizamientos activos en fase de reptación.

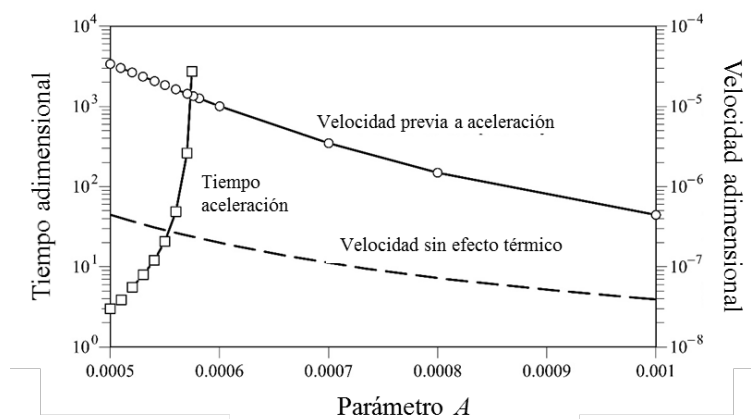


Figura 11. Tiempo en el que el deslizamiento acelera bruscamente y velocidad antes de dicha aceleración en función del parámetro A que controla la variación del ángulo de fricción con la velocidad.

12. CONCLUSIONES

A partir del análisis de tres deslizamientos activos modelados de forma simplificada como deslizamientos planos se ha puesto de manifiesto que la consideración del efecto de la velocidad de deslizamiento, y por tanto la velocidad de deformación de corte a lo largo de la superficie de

rotura, en la resistencia permite explicar el comportamiento observado.

El efecto de la velocidad de corte sobre la resistencia unido al fenómeno de acumulación de excesos de presión de agua inducidos por el incremento de temperatura debido al propio movimiento se ha modelado con el objetivo de dar una explicación a la aceleración catastrófica de deslizamientos después de una fase de reptación durante un largo periodo de tiempo. Un análisis de sensibilidad muestra que, en función de la disipación de los excesos de presión controlados por la compresibilidad y permeabilidad del deslizamiento, el deslizamiento se mantiene a velocidades bajas o acelera catastróficamente. La ocurrencia o no de esta aceleración está también determinada por la magnitud del efecto de la velocidad sobre la resistencia. Un mayor incremento de la resistencia con la velocidad lleva a un mayor rango de situaciones en las que el deslizamiento se mantiene “seguro”. De acuerdo con los resultados se puede concluir que incluso en deslizamientos lentos, la velocidad puede estar afectada por los efectos térmicos.

13. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la ayuda económica a CIMNE vía el programa CERCA / Generalitat de Catalunya, así como la ayuda económica del Ministerio de España a la primera autora (Juan de la Cierva Incorporación IJCI-2015-26342).

REFERENCIAS

- Alonso, E.E., Pinyol, N.M. & Puzrin, A.M., 2010. *Geomechanics of failures. Advanced topics*,
Bowden, F. & Tabor, D., 1964. *The friction and lubrication of solids*, Oxford Univ. Press.
Cascini, L. et al., 2010. Modeling of Rainfall-Induced Shallow Landslides of the Flow-Type. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1(January), pp.85–98.
Cecinato, F., Zervos, A. & Veveakis, E., 2010. A thermo-mechanical model for the catastrophic collapse of large landslides. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(14), pp.1507–1535.
Corominas, J. et al., 2005. Prediction of ground displacements and velocities from groundwater level changes at the Vallcebre landslide (Eastern Pyrenees, Spain). *Landslides*, 2(2), pp.83–96.
Davis, R.O., Desai, C.S. & Smith, N.R., 1993. Stability of motions of transaltional landslides. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(3), pp.420–432.
Dieterich, J., 1979. Modeling of rock friction I. Experimental results and constitutive equations. *J. Geophys. Res.*, 84(5b), pp.2161–2168.
Hendron, A.J. & Patton, F.D., 1985. *The Vaiont slide, a geotechnical analysis based on new geologic observations of the failure surface. Technical Report*, Washington, DC, USA.
Hung, O., Leroueil, S. & Picarelli, L., 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11(April 2013), pp.167–194.
Iverson, R.M., Reid, M.E. & Lahusen, R.G., 1997. Debris-flow mobilization from landslides. *Annu. Rev. Earth Planet Sci.*, 25, pp.85–138.
Ledesma, A. et al., 2009. Modelling slow moving landslides controlled by rainfall. In *Proc 1st*

- Ital Work Landslides*. Napoli, Italy, p. Vol. 1, 196–205.
- Liao, C.J. et al., 2011. A new ring-shear device for testing rocks under high normal stress and dynamic conditions. *Engineering Geology*, 122(1–2), pp.93–105.
- Mitchell, J.K., 1976. *Fundamentals of soil behaviour*, New York, John Wiley & Sons.
- Panizza, M. et al., 1996. Temporal occurrence and activity of landslides in the area of Cortina d'Ampezzo (Dolomites, Italy). *Geomorphology*, 15(3–4), pp.311–326..
- Pastor, M. et al., 2014. Depth Averaged Models for Fast Landslide Propagation: Mathematical, Rheological and Numerical Aspects. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 22(1), pp.67–104.
- Pinyol, N.M. & Alonso, E.E., 2010. Criteria for rapid sliding II. Thermo-hydro-mechanical and scale effect in Vaiont case. *Engineering Geology*, 114(3–4), pp.211–227.
- Rice, J.R. & Ruina, a. L., 1983. Stability of Steady Frictional Slipping. *Journal of Applied Mechanics*, 50(2), p.343..
- Ruina, A., 1983. Slip instability and state variable friction laws. *J. Geophys. Res.*, 8(B12), pp.10359–10370.
- Schulz, W.H. & Wang, G., 2014. Residual shear strength variability as a primary control on movement of landslides reactivated by earthquake-induced ground motion: Implication for coastal Oregon, U.S. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 119, pp.1617–1635.
- Skempton, A.W., 1985. Residual strength of clays in landslides, folded strata, and the laboratory. *Géotechnique*, 35(1), pp.3–18.
- Tika, T.E. & Hutchinson, J.N., 1999. Ring shear tests on soil from the Vaiont landslide slip surface. *Géotechnique*, 49(1), pp.59–74.
- Tommasi, P. et al., 2013. Influence of infiltration on the periodic re-activation of slow movements in an overconsolidated clay slope. *Canadian Geotechnical Journal*, 67(Nov. 2012), pp.54–67.
- Tommassi, P., Ribachhi, R. & Sciotti, M., 1997. Slow movements along the slip surface of the 1900 Porta Cassia landslide in the clayey slope of the Orvieto Hill. *Rivista Italiana di Geotecnica*. 2, pp.49–59.
- Di Toro, G. et al., 2006. Natural and experimental evidence of melt lubrication of faults during earthquakes. *Science (New York, N.Y.)*, 311(February), pp.647–649.
- Vardoulakis, I., 2002. Dynamic thermo-poro-mechanical analysis of catastrophic landslides. *Géotechnique*, 52(3), pp.157–171.
- Voight, B. & Faust, C., 1982. Frictional heat and strength loss in some rapid landslides. *Géotechnique*, 32, pp.43–54.
- Wang, G., Suemine, A. & Schulz, W.H., 2010. Shear-rate-dependent strength control on the dynamics of rainfall-triggered landslides, Tokushima Prefecture, Japan. *Earth Surface Processes and Landforms*, 35(4), pp.407–416.
- Wedge, A., Morgenstern, N.R. & Chan, D.H., 1998. A strain rate dependent constitutive model for clays at residual strength. *Canadian Geotechnical Journal*, 35, pp.364–373.
- Yang, C. et al., 2014. Initiation , movement , and run-out of the giant Tsaoiling landslide — What can we learn from a simple rigid block model and a velocity – displacement dependent friction law ? *Engineering Geology*, 182, pp.158–181.

RELACIÓN ENTRE LA VELOCIDAD DE MOVIMIENTO Y EL FACTOR DE SEGURIDAD EN GRANDES LADERAS.

René Gómez López de Munain*

* Confederación Hidrográfica del Ebro. Paseo Sagasta 24. 50010 Zaragoza. rgomez@chebro.es

RESUMEN

Esta comunicación plantea establecer una relación entre la velocidad de movimiento de una ladera en roca de grandes dimensiones, afectadas por un tipo de rotura traslacional y el factor de seguridad de la misma.

*Partiendo de fórmulas analíticas y ante la insatisfacción de resultados, se concluye con la ecuación empírica $FS * V^n = C$, siendo FS su “factor de seguridad”, V =velocidad (mm/año), C =coeficiente de colapso, que depende de la velocidad de rotura (que a su vez lo hace de la pendiente) y n = coeficiente que representa la pendiente de la ecuación.*

1. INTRODUCCIÓN

La velocidad de movimiento de una ladera es un indicativo fiable del grado de seguridad de la misma. En la actualidad podemos conocer con gran precisión el movimiento de una ladera, tanto en superficie, como en su interior en la superficie de rotura, sin embargo, no existe una correlación clara entre esta velocidad y el factor de seguridad. No obstante, caso de existir algún tipo de relación, ésta podría ser empleada para gestionar la seguridad de la ladera con mayor eficacia, reduciendo los costes de estabilización y mantenimiento.

Nos planteamos en esta comunicación avanzar en el conocimiento de la relación existente entre la velocidad de movimiento y el factor de seguridad en laderas en roca de grandes dimensiones, afectadas por un tipo de rotura traslacional, dejando de lado los flujos.

Newmark (1965), abordó este aspecto calculando la aceleración crítica que inicia el movimiento de un talud, de una presa, o terraplén afectado por un terremoto, en función de su factor de seguridad (FS), del ángulo de la ladera con la horizontal (α) y la gravedad (g).

$$a_c = (FS - 1)g \operatorname{sen} \alpha \quad (1.1)$$

Esta fórmula fue obtenida empíricamente a partir de sismos reales, por lo tanto, parte de procesos bruscos donde el terreno se ha comportado como un rígido con rotura frágil sin

darle tiempo a mostrar síntomas previos de deformación.

Saito, (1965) y Fukuzono (1985) realizaron grandes esfuerzos en predecir el momento del colapso de una ladera, y la propuesta de Fukuzono (1985) de relacionar la inversa de la velocidad con el tiempo hasta su rotura, ha dado resultados satisfactorios en algunos casos reales (Vaiont, Mt Beni, Nara, etc.) que se recogen en la tabla nº 1.

La definición de factor o coeficiente de seguridad (FS) hace referencia a la relación existente entre las fuerzas resistentes y las fuerzas desestabilizantes. Cuando detectamos que una ladera se mueve y procedemos a su cálculo, suponemos que tiene un factor de seguridad igual o inferior a la unidad y a partir de este dato realizamos un análisis retrospectivo o back-analysis, lo que permite aproximarnos a algunos parámetros característicos del terreno que condicionan la estabilidad de la ladera. Esta forma de proceder es una convención arbitraria, porque en realidad en ese momento, no sabemos cuál es el coeficiente de seguridad real de la ladera.

Una vez calculado el coeficiente de seguridad que tendrá la ladera con las nuevas medidas correctoras, sabremos que la ladera tendrá un incremento de seguridad, pero el coeficiente de seguridad real seguimos sin conocerlo con certeza.

De esta forma, parece más preciso hablar de “incremento del factor de seguridad” obtenido, que del “coeficiente de seguridad real absoluto”.

Para intentar alcanzar esta correlación entre la velocidad de movimiento y el factor de seguridad, se tantean dos vías de actuación: el estudio analítico y el empírico

2. ESTUDIO ANALÍTICO

Podemos comenzar realizando el cálculo sencillo de la velocidad de movimiento de un sólido rígido descendiendo sobre un plano inclinado.

Partiendo de las ecuaciones del movimiento rectilíneo uniformemente acelerado:

$$\text{Espacio recorrido } s = V_o * t + \frac{1}{2} a t^2 ; V = V_o + a t \quad (2.1)$$

$$\text{Despejando } t \text{ en la segunda ecuación y sustituyéndola en la primera, obtenemos que: } V^2 = V_o^2 + 2as \quad (2.2)$$

$$\text{Suponiendo que } V_o = 0, \text{ obtenemos que } V = \sqrt{2as} \quad (2.3)$$

También partiendo del cálculo de la aceleración de un sólido rígido que se desliza sobre un plano inclinado, siendo α el ángulo que forma la ladera con la horizontal

$$a = g \operatorname{sen} \alpha - \operatorname{tg} \phi \operatorname{tg} \alpha \quad (2.4)$$

Y de forma simplificada calculamos el factor de seguridad en una ladera de grandes dimensiones despreciando la cohesión al considerar que trabaja en condiciones residuales.

$$\text{Siendo } FS = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (2.5)$$

$$V^2 = 2gs(\operatorname{sen} \alpha - \operatorname{tg} \phi \cos \alpha) = 2gs(\operatorname{sen} \alpha - FS \operatorname{tg} \alpha \cos \alpha) = 2gs(\operatorname{sen} \alpha - FS \operatorname{sen} \alpha) \quad (2.6)$$

$$V^2 = 2gs \operatorname{sen} \alpha (1 - FS) = 2gh (1 - FS) \quad (2.7)$$

siendo $\text{sen } \alpha = \frac{h}{s}$

De aquí se deduce que:

$$FS = 1 - \frac{V^2}{2gh} \quad (2.8)$$

Esta fórmula demuestra que una ladera que se mueve tiene su factor de seguridad con valor igual o inferior a la unidad. Cuestión ésta, que era de la que partíamos por convención arbitraria.

Por otro lado, para que esta ecuación dé valores positivos del FS, $V < \sqrt{2gh}$ (velocidad de caída libre), lo que se traduce en velocidades altas (10 – 30 m/s), y por debajo de 1 m/s, se aproxima invariablemente a la unidad.

Por lo tanto, la fórmula sólo nos permitiría calcular la disminución del factor de seguridad con el aumento de la velocidad post-rotura, para los casos de laderas que han colapsado como Elm (Suiza, 1881), Frank (Canadá, 1903) Madison (EEUU, 1959), Vaiont (Italia, 1963), Huascarán (Perú, 1970), Mayunmarca (Perú, 1974) y otros, ver Gómez R. (2007), materia ésta de poca utilidad para nuestro objetivo.

También podemos abordar el problema deduciendo la aceleración en el descenso del sólido rígido sobre una rampa, de la siguiente manera:

$$F = m \cdot a : a = \frac{F}{m} = \frac{F_{\text{gravedad}} - F_{\text{cohesión}} - F_{\text{rozamiento}}}{m} = \frac{mg \text{ sen } \alpha - cs - mg \text{ tg } \phi \cos \alpha}{m} =$$

$$= g \text{ sen } \alpha \left(1 - \frac{cs}{mg \text{ sen } \alpha} - \frac{\text{tg } \phi \cos \alpha}{\text{sen } \alpha} \right) = g \text{ sen } \alpha \left(1 - \frac{cs}{sh \gamma g \text{ sen } \alpha} - \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \alpha} \right) \quad (2.9)$$

$$\text{Aplicando Mohr-Coulomb } FS = \frac{cs}{sh \gamma g \text{ sen } \alpha} + \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \alpha} = \frac{c}{h \gamma g \text{ sen } \alpha} + \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \alpha} \quad (2.10)$$

$$a = g \text{ sen } \alpha (1 - FS) = (1 - FS) g \text{ sen } \alpha \quad (2.11)$$

Formulación que complementa a la expresada de Newman (1965) $a_c = (FS - 1) g \text{ sen } \alpha$, donde dicho autor considera una fuerza externa, el sismo crítico para producir la desestabilización.

En realidad, la cuestión verdaderamente importante es que existen infinidad de laderas que se mueven permanentemente durante decenas de años, e incluso siglos, y sorprendentemente no llegan a experimentar episodios de deslizamiento catastrófico. Por lo tanto, cabría plantearse si estas laderas a pesar de que se mueven, podrían tener un factor de seguridad por encima de la unidad, cuestión ésta que, según los cálculos del movimiento de un sólido rígido sobre un plano inclinado, quedaría invalidada.

Parece que en una ladera existen deformaciones que, sin llegar a la rotura, producen el movimiento de la misma. En estos casos su factor de seguridad está claramente por encima de la unidad, por cuanto no se ha alcanzado la rotura. Como comenta Antonio Soriano, varios autores (Clements, 1984, Dascal 1987, Ramírez Vacas et al. 1994), han informado sobre

movimientos de reptación de masas de suelo con amplios coeficientes de seguridad $FS=1,5$. También se conocen deslizamientos antiguos que, trabajando en condiciones residuales, es decir después de la rotura al menos parcial, poseen movimientos prolongados durante largos períodos, por lo que cabría plantearse que su factor de seguridad actual, también es superior a la unidad.

Confirmando este planteamiento, existen innumerables ejemplos de laderas que se han movido sin llegar al colapso y han creado algunas dificultades en la construcción de presas, como indican Sánchez y Soriano (2001) en las presas de Zahara (Cádiz), Arenós (Castellón), Beninar (Granada), Lanuza y Búbal (Huesca), Giribaile (Jaén), La Viñuela (Málaga), Las Picadas y el Atazar (Madrid), Urdalur y Yesa (Navarra), Contreras y Cortes de Pallás (Valencia), y muchísimas más a nivel internacional, como Ragoletto (Italia, 1973), Tablachaca (Perú, 1980), Downie Slide (Canadá, 1984), Dutchman's Ridge (Canadá, 1986), Grand'Maison (Francia, 1986), deslizamientos de Cromwell Gorge en el embalse de la presa de Clyde Dam (Nueva Zelanda, 1993), etc.

Por lo tanto, para conseguir nuestro objetivo deberemos ampliar la visión de las leyes que rigen el movimiento de un sólido rígido con rotura frágil y considerar los procesos de deformación previos a la rotura con modelos elásticos y plásticos.

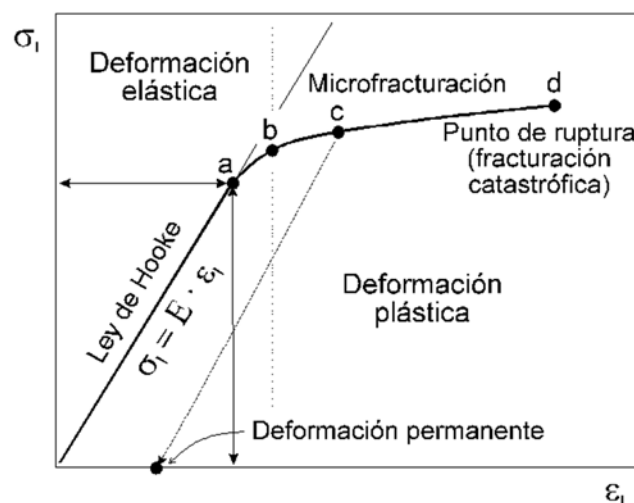


Figura 1. Curva esfuerzo-deformación para compresión. El punto “b” representa la superación del límite elástico, donde la deformación aumenta rápidamente y es en parte recuperable. El punto “c”, tiene una cierta deformación permanente, el cuerpo no recupera su longitud original si se disminuye el esfuerzo aplicado. El punto “d” es la rotura por fracturación.

La figura 1 evidencia que para llegar a la rotura y comenzar los desplazamientos, se deben dar antes procesos de deformación elástica y plástica, pero además sabemos que estos dos comportamientos (deformación y desplazamiento) coexisten permanentemente en la evolución de la ladera. Así los fenómenos de desplazamiento (microrroturas en el interior de la ladera, roturas locales de precipitados de carbonato, roturas parciales de sectores de ladera, movimientos puntuales en zonas con buzamientos más altos o mayor presión de poro que

alcanzan la tensión pico, discontinuidades locales) se simultanean con los de deformación (niveles más arcillosos, fenómenos locales de plastificación, deformación elástica del conjunto, etc.). De esta manera, a nivel global de la ladera, no existen sólo procesos de deformación pre-rotura y procesos de desplazamientos post-rotura, sino que ambos son inseparables y configuran el vector final que medimos en campo en cada instante, sin poder diferenciarlos.

En resumen, la definición clásica del FS presenta varios problemas, a mi modo de ver:

- a) Ignora los movimientos de ladera debidos a los procesos de deformación que también forman parte del vector final de desplazamiento de la ladera.
- b) Se basa en una relación entre la fuerza desestabilizadora (peso en un talud) y las fuerzas estabilizadoras (cohesión y ángulo de rozamiento) que no podemos medir directamente en campo, sino que tenemos que deducir a partir de sus dimensiones, densidad, talud, cohesión, ángulo de rozamiento, etc. Estos parámetros son muy difíciles de precisar en la realidad, especialmente en las fases iniciales, y nos obligan a trabajar con mucha incertidumbre.
- c) Presupone que para que empiece a desplazarse la ladera, se debe producir la rotura superando la resistencia al corte en el plano de deslizamiento. Desde este punto de vista el movimiento de la ladera sólo se produciría en una fase post-rotura, lo que limitaría la posibilidad de detectar indicadores precursores en los que basar mecanismos de alerta.
- d) Está fundamentalmente pensada para los procesos post-rotura, de hecho, teniendo en cuenta el único parámetro que podemos medir en campo que es la velocidad y como se puede observar en la ecuación (2.8), el FS nunca puede ser mayor de 1. De esta forma se desatiende la parte realmente interesante para la gestión del riesgo, que es el comportamiento de la ladera antes de llegar a la rotura o colapso.
- e) La existencia de numerosas laderas que se mueven permanentemente, es difícil de justificar con esta concepción clásica, porque producida la rotura, se inicia el movimiento y si permanecen las mismas condiciones, sólo quedaría esperar el colapso final.
- f) Ante cualquier movimiento de ladera, presupone que su FS es inferior a la unidad y desde este punto de vista, se incumpliría toda normativa, e incluso introduciría incumplimientos jurídicos ya que estaríamos sometiendo a la Sociedad a un riesgo inaceptable, lo que no se corresponde con la realidad.

Por lo tanto, cabría plantearse una redefinición del FS, o cuando menos, establecer una correlación entre éste y un parámetro que podamos medir en campo con facilidad, como es la velocidad de movimiento, de forma que podamos entender el comportamiento de la ladera, y predecir su fallo. Esta correlación deberá contemplar como en la actualidad, que el $FS=1$ en el momento del colapso.

3. ESTUDIO EMPÍRICO

Otra forma de analizar el problema sería recopilar los casos existentes de movimiento de

ladera con valores de velocidad conocidos para poder observar su comportamiento y sacar conclusiones comunes a todos ellos. Lo primero que podemos plantearnos es conocer a qué velocidad colapsa una ladera, lo que podríamos definir como su “velocidad crítica”, es decir cuándo indudablemente abandona su $FS=1$. A continuación, se presenta una tabla con datos de velocidad de movimiento de deslizamientos, justo en el momento previo al colapso:

Denominación. País. Año. Tipo. Volumen	Velocidad de movimiento en el colapso (mm/día)	Referencia
Vaiont (Italia, 1960). 1° Llenado. Traslacional 0,7 hm ³ .	>30	Semenza E. y Ghirotti M. 2000. Muller, 1964
Vaiont (Italia, 1963). 3° Llenado. Traslacional 260 hm ³ .	30 -200	Semenza E. y Ghirotti M. 2000. Muller, 1964
Xintan (China, 1985). Paleodeslizamiento en Coluvial. 30 hm ³	20-50	Kequian y Sijing, 2003
Mt. Beni (Florenca, Italia, 2002). Desprendimiento rocas basálticas 20.000 m ³ .	10	Gogli G et al. 2011
Ohto en Nara (Japón, 2004). 200.000 m ³ .	40	Takashi Mizuno et alt.. 2010
Chuquicamata (Chile, 1969). Mina cobre y terremoto	300	Hungr O., Corominas J., Eberhardt E. ,2005.
Southeast wall of the Betze-Post. Mina de oro. Nevada, (EEUU, 2001). 18 hm ³ . *	340	Rosea N.D., Hungr O., 2007
Southwest wall of the Betze-Post. Mina de oro. Nevada, (EEUU, 2005). 2 hm ³ . *	250	Rosea N.D., Hungr O., 2007

* Los casos de cortas mineras son especiales por cuanto presentan taludes muy verticalizados, comportamiento dinámico y gran fracturación.

Tabla N° 1: “Velocidades Críticas” de movimiento de laderas en el momento previo al colapso o rotura.

De los datos de esta tabla N° 1, y la tabla N° 2 que se presenta a continuación, parece desprenderse que la velocidad de rotura de una ladera de grandes dimensiones con movimiento traslacional debe superar los 20 mm/día, y que además ésta depende de la inclinación del talud. Así en los casos de cortas mineras con taludes muy verticalizados, las velocidades son extraordinariamente altas, tal vez relacionadas con los propios taludes subverticales, la presencia de cargas dinámicas, gran fracturación previa, materiales poco plásticos, no dando tiempo o lugar a la formación de procesos de deformación. Otros autores, como Salt (1988) proponen velocidades críticas de 50 mm/día para esquistos en Nueva Zelanda, pero quien suscribe entiende que en esos materiales la plasticidad es muy importante, no reflejando el comportamiento de los materiales de un deslizamiento traslacional, además de considerar prudente quedarse del lado de la seguridad.

Como esto no es suficiente para obtener nuestro objetivo final, se han recopilado también los ejemplos de movimientos de laderas que no han llegado a la rotura final, es decir cuando su $FS>1$. En la tabla N° 2 se indican las velocidades de movimiento de laderas en momentos anteriores al colapso, ordenados por su velocidad:

Denominación País Año. Volumen	Velocidad máxima de movimiento (mm/día). FS	Medidas de sostenimiento	Referencia
Tablachaca (Perú). 1982. 3 hm ³ .	20 mm/día	Estabilizado con drenaje, anclajes y contrafuerte	Espinoza Graham Leopoldo. 1985
Yesa. Vertedero MI- PK 1400. 2006. Traslacional 3 hm ³ .	20 mm/día.	Estabilizado con excavación y terraplén en pie	Lafuente R. 2007
Vaiont (Italia). 2º Llenado. 1960. Traslacional 260 hm ³ .	12 mm/día	Ninguna	Semenza E. y Ghirotti M. 2000. Muller, 1964
Urdalur (Navarra). 1993. Rotacional coluvial 0,7 hm ³	12 mm/día	Drenaje y terraplén de pie	Octavio de Toledo J.M. 1997
Ragoletto (Sicilia). 1973. Traslacional 6 hm ³ .	7 mm/día		Musso A y Provenzano P. 2003.
Yesa. Margen Derecha. 2013. Traslacional 4,5 hm ³	< 6 mm/día (4 cm/semana). Actual: 6 mm/año	Estabilizado: excavación de 1,5 hm ³ . Pendiente drenaje y anclajes	Página web CHE
Vallcebre (Barcelona). 1996. Traslacional roca 50 hm ³	4 mm/día		Alonso, E. 2005
L'Aldosa (Andorra) 1992 Rotacional gravas. 0,25 hm ³	1mm/día	Estabilizado	Alonso, E. 2005
Presa de Gepatch (Australia). 1965- Act. Traslacional. Varios 290 a 13 hm ³ .	1mm/día	Activo. Túnel en pie	Zangerl C. et al. 2010.
Cortes (Valencia). Traslacional 5 hm ³ . 1988	0,3 mm/día	Estabilizado con la excavación de 0,8 hm ³ .	Alonso, E. 2005. Alonso E. et al. 2007.
Wahleach (Canadá). 1989. Traslacional 20 hm ³ .	4-40 mm/año.	Estabilizado con túnel de drenaje	Moore Dennis P. 1999
Dutchman's Ridge (Canadá). 1986. Traslacional 115 hm ³ .	20 mm/año antes de drenaje y 1-2 mm/año con drenaje. FS=1,06	Estabilizado con drenaje	Hoek E. 1992. Moore Dennis P. 1999
Downie Slide (Canadá). 1974. Traslacional 1.500 hm ³ .	10 mm/año con zonas de 300 mm/año antes de estabilizar. Actualidad: 1 mm/año con zonas de 100 mm/año	Estabilizado con drenaje	Hoek E. 1992. Moore Dennis P. 1999
Checkerboard Creek (Canadá). 1984. Traslacional 2 hm ³ .	5-10 mm/año	Parte activa de un paleodeslizamiento de 20-55 hm ³	Moore Dennis P. 1999
Little Chief Slide (Canadá). 1968. Traslacional 800 hm ³ .	0,7- 8 mm/año. Paleodeslizamiento.	Sin estabilizar, solo auscultado	Moore Dennis P. 1999
Arenós (Castellón). 1989. Traslacional 50-100 hm ³ .	6 mm/año en su pie un coluvial de 2 hm ³	Auscultado con inclinómetros y GPS en el pie.	Solanes F. et al. 2007
Canelles (Lleida) 2006. Traslacional 40 hm ³ .	F.S= 1,04		Pinyol, N. Alonso E. y Corominas J. 2011.

Tabla N° 2: Velocidades decrecientes de movimiento de laderas en momentos diferentes al colapso,

En algunos de los deslizamientos que aparecen en esta tabla, como Ductman's Ridge, parece que su velocidad está muy lejos de la rotura (1-2 mm/año) y sin embargo el autor le ha asignado un FS muy bajo (1,06), próximo a la unidad. En estos casos, es probable que los FS reflejados en la tabla no sean los reales, sino “valores incremento” del factor de seguridad.

A partir de la tabla N° 2, se han representado en un gráfico “log Velocidad de movimiento” frente al “Factor de Seguridad”, aquellos casos donde existían ambos datos:

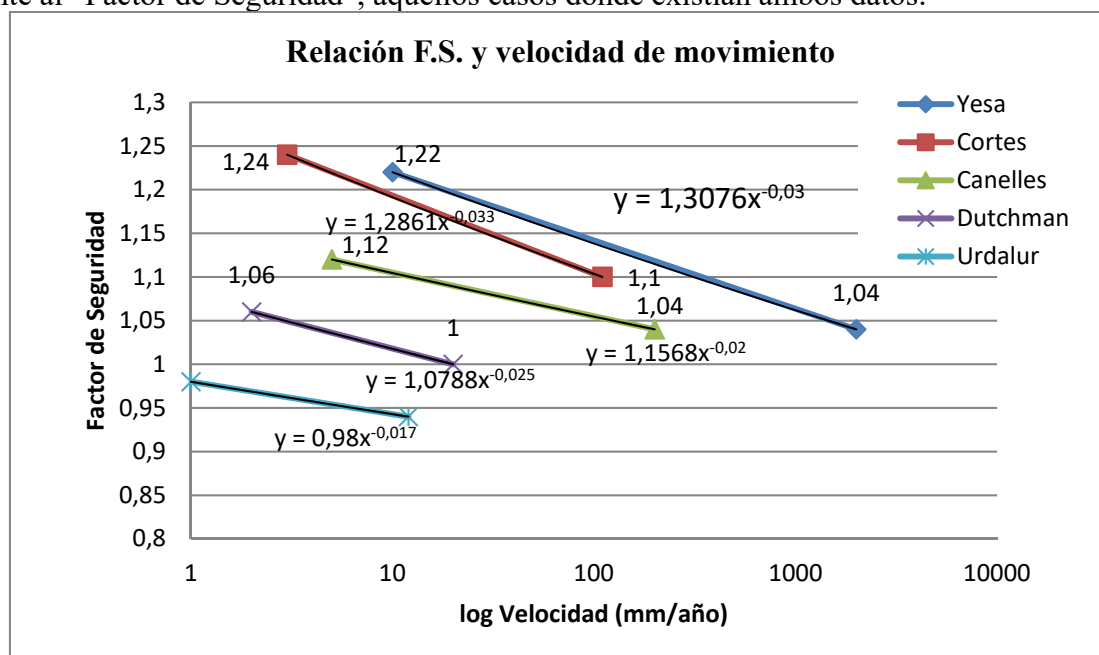


Figura N° 2: Representación de la relación entre la velocidad de movimiento y el Factor de Seguridad en laderas traslacionales de grandes dimensiones.

De esta figura parece deducirse que existe una relación inversa entre la velocidad y el factor de seguridad, que tiene una pendiente más o menos semejante (rectas subparalelas) pero con puntos diferentes de corte con los ejes. Esto puede ser debido a que los factores de seguridad asignados no sean reales, sino que han partido de una aproximación ficticia inicial a la unidad. La pendiente de estas rectas nos indica que podemos reducir la velocidad hasta el 10 % del valor inicial, si incrementamos el FS entre el 5 y el 10 %, dependiendo de la recta escogida. También hemos observado en los casos históricos analizados, que para que una ladera colapse, necesita superar la velocidad de 20 mm/día. De igual forma, sabemos que la velocidad está condicionada por la pendiente, como en el caso de las cortas mineras donde la velocidad de rotura era muy superior, por lo que este valor máximo podría corregirse en función de la pendiente.

De esta forma podríamos agrupar todas las rectas de la figura N° 2, desplazándolas hasta hacer su FS=1 cuando su velocidad se aproxime o supere la velocidad de rotura (≥ 20 mm/día o 7.300 mm/año). De los datos presentados, merece un especial análisis el ejemplo de la ladera de la margen derecha de la Presa de Yesa (Navarra), auscultada intensamente, sobre la que se

tiene un gran conocimiento de sus parámetros geotécnicos y donde se han realizado numerosos análisis de estabilidad en diferentes años y con diferentes medidas de corrección y sostenimiento que se iban añadiendo paulatinamente, obteniéndose los siguientes valores:

Fecha	Velocidad (mm/año)	F.S.
antes 2003	desconocida	1,1
feb-2014	2.000	1,04
may-2014	10	1,22

Tabla N° 3: Relación de velocidades y factor de seguridad en la ladera de la margen derecha de Yesa

Después de todas estas consideraciones, se ha realizado el ajuste para los valores de la figura N° 2, mediante la ecuación: $FS=1,3 V^{-0,03}$, siendo V=velocidad (mm/año) y FS su “factor de seguridad” o, dicho de otra forma, el FS y la Velocidad son inversamente proporcionales $FS \cdot V^{0,03}=1,3$ (3.1)

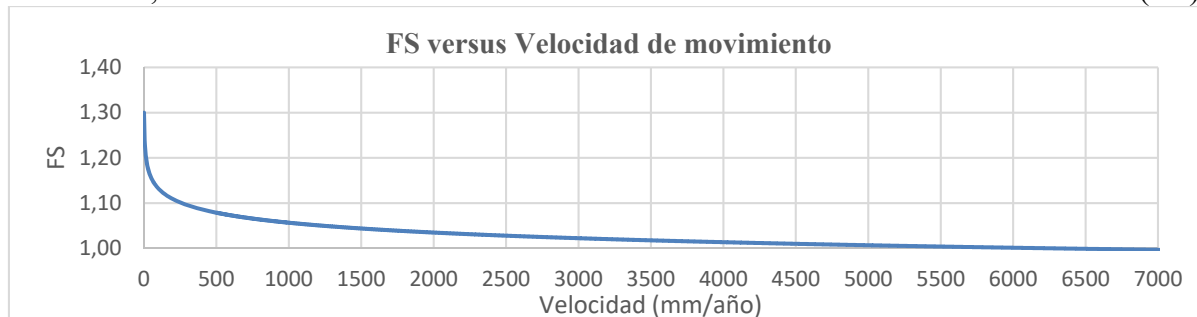


Figura N° 3: Representación de la ecuación $FS=1,3 V^{-0,03}$

Esta fórmula se puede generalizar de la siguiente manera:

$$FS \cdot V^n = C ; \quad V = \frac{C^{\frac{1}{n}}}{FS^{\frac{1}{n}}} ; \quad FS = \frac{C}{V^n} \quad (3.2)$$

siendo: V=velocidad (mm/año), FS= “factor de seguridad”.

C=coeficiente que depende de la velocidad de colapso y a su vez de la pendiente.

n= coeficiente que representa la pendiente de la ecuación y que puede variar con los cambios temporales de las condiciones hidrogeológicas o sísmicas.

Para utilizar correctamente la fórmula, debemos ajustar con nuestra velocidad de colapso supuesta, el mejor valor de C, que puede variar según la siguiente tabla:

V colapso (mm/día)	C
5	1.25 No existe constancia de roturas a esta velocidad
10	1,28
20	1,30 Recomendado
40	1,33
60	1,34
80	1.36
100	1.37
300	1,42 Minería

Tabla N° 4. Tabla con valores del coeficiente C.

También se ha de considerar que para $V=1$ mm/año, es decir ladera prácticamente sin movimiento y por lo tanto con un factor de seguridad muy alto, la ecuación hace que $FS=C$ y en laderas de grandes dimensiones muchos autores (Bonzanigo L. et al., 2006), opinan que superar el FS de 1,3 no es realista. De esta forma, lo recomendable sería que $C \leq 1,3$.

Para definir el otro coeficiente “n”, partimos de que la velocidad de colapso es razonable considerarla entre unos límites amplios de 1 – 1000 mm/día y de esta forma el coeficiente n deberá variar entre 0,02 y 0,04. Así por ejemplo para una velocidad de colapso de 20 mm/día (7.300 mm/año), para valores de C 1,28 $n=0,028$, para valores de C=1,3 $n=0,030$ y para valores de C=1,33 $n=0,032$. (Existe gráfica en la versión ampliada).

Hasta ahora a todas las laderas que se movían les asignábamos un $FS=1$, y para su estabilización se debían utilizar coeficientes muy altos (1,3), difícilmente conseguibles. Con la ecuación propuesta, podemos estimar el factor de seguridad que tiene la ladera en función de su velocidad actual, de la máxima velocidad histórica que ha tenido, o incluso de la que podemos suponer que vaya a tener en un futuro. De esta forma por diferencia con el factor de seguridad que deseo tener para que su velocidad sea inferior a 1 mm/año, me indicará el “factor de seguridad incremental” que debo aplicar en la ladera. Por poner un ejemplo, si una ladera se mueve a una velocidad de 100 mm/año deberé corregir su estabilidad aumentando su factor de seguridad al menos 17 centésimas, según los siguientes datos:

V(mm/día)	V(mm/año)	FS
	1	1.30
	10	1.21
0,3	100	1.13
2,7	1000	1.06
20,0	7500	0.99

Tabla Nº 5: Relación de velocidad y factor de seguridad para la ecuación $FS * V^{0,03} = 1,3$

En cualquiera de los casos, esta ecuación debería ajustarse con la praxis y los ejemplos que vayan recopilándose, además de los 5 casos presentados.

4.- CONCLUSIÓN

Se ha reflexionado sobre la relación existente entre la velocidad (V) de movimiento de una ladera con deslizamiento traslacional de grandes dimensiones y su factor de seguridad (FS), proponiendo la ecuación $FS * V^n = C$, siendo C=coeficiente de colapso, que depende de la velocidad de colapso (condicionada por la pendiente) y n= coeficiente que representa la pendiente de la ecuación.

Por otra parte, la determinación del factor de seguridad, debería incluir la consideración del “**Grado de Conocimiento**” que poseamos de los parámetros que rigen el comportamiento de la ladera, pudiéndolo clasificar como: Intensivo, Normal o Reducido. Para determinar este atributo se han de valorar: la auscultación existente (topografía, inclinometría, piezometría,

etc), ensayos realizados, existencia de back analysis, heterogeneidad de la ladera, consecuencias del fallo, dimensiones de la actuación por su repercusión presupuestaria, etc.

Una vez deducido el factor de seguridad que posee la ladera a partir de su velocidad real con la ecuación ajustada a, por ejemplo, $FS=1,3 V^{-0,03}$, podemos conocer la seguridad adicional que debemos conseguir con las medidas de sostenimiento a implementar, es decir lo que hemos denominado el “**factor de seguridad incremental**”.

De esta forma en función del grado de conocimiento de la ladera (GC), tendríamos:

$$FS_{\text{incremental}} = GC - 1,3 V^{-0,03} \quad (3.3)$$

Grado Conocimiento	Cond. Normales	Cond. Accidentales	Cond. Extremas
Intenso	1.3	90 %	80%
Normal	1.4		
Reducido	1.5		

Tabla Nº 6. Coeficientes a aplicar en función del Grado de Conocimiento de la ladera.

Estas fórmulas limitan su aplicación en zonas de alta sismicidad, porque un terremoto produce una sacudida brusca que hace que el macizo rocoso pueda tener un comportamiento de rotura frágil diferente a los procesos de deformación considerados.

Para finalizar, se propone una nueva **Clasificación de las Etapas del Movimiento** de una ladera afectada por un modo de rotura traslacional, focalizándose en su fase pre-rotura:

TASA DE VELOCIDAD	VELOCIDAD (mm/año)	DENOMINACIÓN	AFECCIONES	AUSCULTACIÓN
<1-4 mm/año	<1-4	Insignificante Sin detección	Sin efectos	Anual-Semestral
>10-40 mm/año	>10-40	E0	Evidencias de movimiento sobre construcciones antrópicas. Necesidad de estudio	Trimestral - mensual. Ver desembalse
>10-20 mm/mes	>120 - 240	E1	Evidencias geomorfológicas Potencial afección a edificaciones, viales, presas de fábrica y pantalla Posibles medidas de sostenimiento	Quincenal - semanal
>10-20 mm/semana	520 - 1.040	E2	Afección a anteriores y potencial a presas de M.S. Desalojo de viviendas	2-3 veces por semana
>10-20 mm/día	3.650 - 7.300	E3	Proximidad del colapso. Interrupción total de actividad humana Potencial afección al vaso.	Diario

Tabla Nº 7. Clasificación de movimientos de laderas en fase pre-rotura.

AGRADECIMIENTOS

No quiero dejar de expresar mi agradecimiento a D. Jordi Corominas, D. Manuel Gómez de Membrillera Ortuño, D. Luis González Vallejo, D. Francisco Gutiérrez Santolalla, D. Raimundo Lafuente Dios, y D. Antonio Soriano Peña, por sus correcciones y consejos.

REFERENCIAS

- Alonso Eduardo et al. (2007). Laderas del embalse de Cortes. Jornadas Técnicas sobre Estabilidad de Laderas en Embalses. Zaragoza.
- Bonzanigo L. et Al. (2006). Hydrodynamics and Rheology: Key Factors in Mechanisms of Large Landslides. Engineering Conferences International.
- Clements, R.P. (1984). Post-construction deformation of rockfill dams. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, 110 (7), 821-840.
- Dascal, O. (1987). Post-construction deformation of rockfill dams. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, 113 (1), 46-59.
- Duncan J. Michael, Wright Stephen G. (2005). Soil Strength and Slope Stability. ISBN: 978-0-471-69163-1.
- Fukuzono Teruki, (1985). A new method for predicting the failure time of a slope.
- García Yagüe A. (2007). Deslizamientos catastróficos y embalses. Jornadas Técnicas sobre Estabilidad de Laderas en Embalses. Zaragoza.
- Gómez López de M. René. (2007). El desastre de Vaiont. Jornadas Técnicas sobre Estabilidad de Laderas en Embalses. Zaragoza.
- Gogli G et alt. (2011). Integration of advanced monitoring and numerical modeling techniques for the complete risk scenario analysis of rockslides: The case of Mt. Beni (Florence, Italy). Engineering Geology. Volume 120, Issues 1–4, 10. Pages 48–59
- Hoek E. (1992). When is a rock engineering design acceptable.
- Hungr O., Corominas J., Eberhardt E. (2005). Estimating landslide motion mechanism, travel distance and velocity. Landslide Risk Management- Hungr, Fell, Coutures & Eberhardt (eds). Taylor & Francis Group. London. ISBN 04 1538 043 X.
- Lafuente R. (2007). Laderas de embalse de Yesa. Jornadas Técnicas sobre Estabilidad de Laderas en Embalses. Zaragoza.
- Moore Dennis P. (1999). Rock slopes and reservoirs- lessons learned.
- Newmark, N. M. (1965) Effects of earthquakes on dams and embankments. Geotechnique, 15 (2) 139-160.
- Octavio de Toledo J.M., Sánchez F., Soriano A. (1997). Movimientos de ladera en la presa de Urdalur.
- Pinyol Puigmartí, N.M. (2010). Landslides in reservoirs. A coupled thermo-hydromechanical approach. Universitat Politècnica de Catalunya
- Ramirez Vacas, J.L., Soriano A., y Sánchez F.J. (1994). Stresses and deformations of Zahara dam. XIII International Conference on Soil Mechanics and F.E. New Delhi.
- Sánchez F.J y Soriano A. (2001). Metodología para el estudio de la estabilidad de laderas en embalse. V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Madrid. Vol. 1: 87-98
- Saito, M. (1965). Forecasting the time of occurrence of slope failure. In Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montréal. University of Toronto, Ont. Vol. 2, 537-542.
- Semenza E. y Ghirotti M. (2000). History of the 1963 Vaiont slide: the importance of geological factors. Bull Eng Geol Env 59: 87–97
- Solanes F. et al. (2007). Estabilización de la ladera de la Puebla de Arenoso en el embalse de Arenós (Castellón). Jornadas Técnicas sobre Estabilidad de Laderas en Embalses. Zaragoza.

EL PAPEL DE LA BIOINGENIERÍA COMO HERRAMIENTA SOSTENIBLE PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

M.Valenzuela

ECOINGENIA, Estudio de Bioingeniería, Medioambiente y Paisaje

RESUMEN

La Bioingeniería del Paisaje es una disciplina técnica en la que las plantas vivas se utilizan como materiales constructivos, bien sea por si solas o conjuntamente con otros materiales inertes (piedra, madera, metal ...).

Sus principales aplicaciones son la estabilización de laderas, control de la erosión de suelos, y las obras hidráulicas, y restauración ambiental, siendo técnicas de gran utilidad para los proyectos de restauración ambiental, control de riesgos, mejora de suelos, recuperación de áreas degradadas (canteras, vertederos...), integración de infraestructuras (carreteras, vías férreas...), intervenciones en ríos y gestión de cuencas hidráulicas, dunas, zonas costeras....

1. INTRODUCCIÓN

Se trata de una disciplina técnica en la que las plantas vivas se utilizan como materiales constructivos, bien sea por si solas o conjuntamente con otros materiales inertes (piedra, madera, metal ...).

Sus principales aplicaciones son la estabilización de laderas, control de la erosión de suelos, y las obras hidráulicas, y restauración ambiental, siendo técnicas de gran utilidad para los proyectos de restauración ambiental, control de riesgos, mejora de suelos, recuperación de áreas degradadas (canteras, vertederos...), integración de infraestructuras (carreteras, vías férreas...), intervenciones en ríos y gestión de cuencas hidráulicas, dunas, zonas costeras... Son técnicas eficientes y sostenibles, que suponen en muchos casos una alternativa eficaz a las técnicas tradicionales y suponen una mejora en la integración ecológica y paisajística de

las obras, además de tener beneficios sociales y económicos. Provenientes del centro de Europa, en nuestro país están empezando a aplicarse cada vez más.

Todas las técnicas de bioingeniería presentan una parte viva, que tendrá una función estructural en las contenciones.

Todo el material vegetal a emplear, debe estar totalmente adaptado al área de la obra, empleando únicamente especies autóctonas, con unas características biotécnicas especiales.



Foto 1.- El material vivo es cuidadosamente seleccionado, empleando siempre especies autóctonas bien adaptadas, y con capacidades biológicas, mecánicas, y de evapotranspiración óptimas para cada proyecto concreto.

2. FUNCIONES PRINCIPALES DE LA BIOINGENIERÍA DEL PAISAJE

La bioingeniería debe satisfacer cuatro funciones principales:

- Funciones técnicas

Ya que permiten resolver eficazmente problemas técnicos, como riesgos de deslizamiento de ladera, control de riesgos de inundabilidad, mejora en la calidad de las aguas mediante biodepuración, minimización de la pérdida de suelos fértiles y control de la erosión, etc.



Foto 2.- Drenaje del trasdós de una estructura en construcción. Ecoingenia, 2015

- Funciones estéticas

La bioingeniería permite un altísimo grado de integración de las nuevas construcciones o intervenciones en el paisaje, ya que al emplear plantas en lugar de cemento u otros materiales muertos, su calidad paisajística puede llegar a ser muy alta, llegando incluso en ocasiones a pasar desapercibidas las obras al cabo de unos años de desarrollo, mimetizándose con el medio natural.

- Funciones ecológicas

Las superficies tratadas con bioingeniería son áreas vivas, en las que se favorecen los procesos ecológicos y la biodiversidad. Aumentan la calidad del aire, minimizan la emisión de gases de efecto invernadero durante su construcción, y actúan como sumidero de CO₂ mientras están presentes. Por un lado, podemos llegar a recrear verdaderos hábitats de calidad, pero además, por lo general serán obra con mucha menor huella de carbono durante su ejecución.

- Efectos sociales y económicos

Al tratarse de técnicas eminentemente artesanales, que precisan mas mano de obra que empleo de maquinaria pesada o materiales procesados, donde las materias prima que emplean son por lo general de origen local y bajo coste, tenemos intervenciones en las que la mayor parte de la inversión va a parar a la mano de obra. De esta manera, pueden tener un efecto enriquecedor y de creación de empleo sobre la población local. No hay que olvidar su gran potencial en países en vías de desarrollo, donde ni el hormigón, la maquinaria pesada, ni el combustible están a menudo disponibles.

3. CLASIFICACIÓN DE LAS TÉCNICAS Y CAMPO DE APLICACIÓN

Como introducción a las técnicas concretas, se hace una clasificación en las siguientes categorías:

- Técnicas de cobertura, en las que tratamos problemas superficiales de erosión y pérdida de suelo.
- Técnicas de estabilización, en las que se controlan problemas más estructurales de inestabilidad de ladera o deslizamientos más profundos, siempre dentro de los límites de aplicación de la bioingeniería.
- Técnicas mixtas, en las que la parte viva, es decir, las plantas, se combinan con elementos inertes como el acero, la piedra, o la madera.

Como ejemplos de técnicas más ampliamente utilizadas, tenemos las siguientes:

- Hidrosiembra
- Hidromanta
- Coberturas con mallas, redes, y mantas, orgánicas o no, revegetadas o no.
- Geoceldas
- Otros ejemplos de mallas y coberturas tridimensionales existentes en el mercado.
- Estaquillados
- Fajinas drenantes y protectoras
- Biorrollos, revegetados o no.
- Esteras o coberturas de ramaje
- Lechos de ramas

- Empalizadas vivas
- Entramados vivos, con sus diferentes variaciones
- El caso especial del entramado vivo tipo loricata: prefabricado de acero
- Enrejado vivo
- ...



Foto 3.- Ejecución de un entramado vivo de doble pared. Parque de las Llamas, Santander, 2015. Ecoingenia.



Foto 4.- Estabilización de un talud mediante técnicas de bioingeniería recién terminada, antes de empezar a brotar. Santander, Ecoingenia, 2015.



Foto 5.- La misma intervención pocas semanas después, con la primera brotación. Santander, Ecoingenia, 2015.



Foto 6.- Contención para estabilizar un sendero, comenzando a brotar. Mutiloa, Ecoingenia, 2017.

4. EL PROYECTO DE BIOINGENIERÍA Y SUS BASES TÉCNICAS.

Los proyectos de bioingeniería debe abordarse contando con una base técnica firme, siendo preciso contar con un estudio geotécnico en detalle, que además debe cubrir un espectro a veces más amplio de información que los proyectos convencionales, por las particularidades de estas técnicas vivas de construcción.

Se ha tratado en los último tiempo de aproximar el lenguaje y definición de los proyectos de bioingeniería del paisaje al de la ingeniería convencional, sin perder de vista estas particularidades, integrando en equipos multidisciplinares de profesiones, que incluyen biólogos, botánicos, ingenieros, geólogos,...

RESTAURACIÓN HIDROLOGICA Y AMBIENTAL DE UN DEPÓSITO DE SOBANTES MEDIANTE TÉCNICAS DE INGENIERÍA NATURALISTICA

MARIA LUISA GIRAL*, MIRARI AZURMENDI †, SUSANA LUZURIAGA‡.

*SAITEC ENGINEERING

† BIDEGI

‡ DIPUTACIÓN FORAL DE GIPUZKOA

RESUMEN

Este artículo demuestra cómo la ejecución de técnicas de ingeniería naturalística ha podido frenar una situación de erosión superficial severa en el depósito de sobrantes de Balantxa (Hernani, Gipuzkoa) perteneciente a la autopista denominada Segundo Cinturón de Donostia-San Sebastián (AP-1/AP-8). La situación inicial del relleno era crítica y perjudicaba la actividad agropecuaria del propietario a la vez que ponía en peligro la explotación de la propia carretera. Esta situación requirió por parte de Bidegi (empresa gestora de carreteras de alta capacidad de la Diputación Foral de Gipuzkoa) un programa de actuaciones para canalizar de forma adecuada las aguas de escorrentía y las aguas internas que afloraban en diversos puntos, así como para estabilizar la parte baja del relleno. La actuación de drenaje consistió en la ejecución de una red de drenajes sub-superficiales en espina de pez y de la construcción de unas arquetas y cunetas adecuadas al uso de la finca. La actuación ambiental supuso la recuperación de las cárcavas, la ejecución de lechos de ramaje y la revegetación de toda la superficie. Los trabajos comenzaron en agosto de 2015 y duraron 3 meses en total. Durante los años 2016 y 2017 se ha realizado un seguimiento del estado final de los trabajos, cuyo resultado ha sido satisfactorio.

1. INTRODUCCIÓN

El depósito de sobrantes “Balantxa” se sitúa en el Término Municipal de Hernani (Gipuzkoa), tiene superficie de 28.000 m² y una capacidad de 196.000 m³ proveniente de los excedentes del tramo Aritzeta-Urumea de la autopista denominada Segundo Cinturón de Donostia-San Sebastián (AP-1/AP-8). Se trata de un depósito de sobrantes colindante con la traza, en su margen izquierda. El terreno tiene una forma cóncava y una pendiente variable en su longitud (10%-30%-55%).

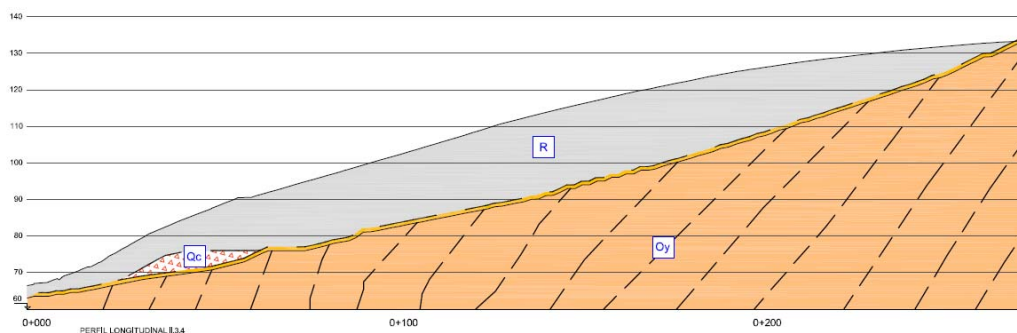


Figura 1. Perfil geológico del terreno.

En fase de explotación de la carretera, y estando el terreno revertido, se produjeron problemas de erosión superficial severos (cárcavas de más de un metro de profundidad, encharcamientos del terreno, colapso de los sistemas de drenaje) que requirieron por parte de BIDEGI (empresa gestora de carreteras de alta capacidad de la Diputación Foral de Gipuzkoa) un programa de actuaciones para evitar los arrastres que podían afectar a la explotación de la infraestructura, a la vez que permitiera la continuidad de la actividad agraria del propietario. Como inicialmente se descartaron problemas de inestabilidad profundos, el objeto fue diseñar las obras necesarias para canalizar de forma adecuada las aguas de escorrentía y las aguas internas que afloraban en diversos puntos, así como para estabilizar la parte baja del relleno, donde el propietario no estaba interesado en destinarlo al uso ganadero.

Normalmente en las infraestructuras lineales de la cornisa Cantábrica (y en toda la península en general), para solucionar este tipo de problemas se utilizan técnicas de ingeniería convencional (como por ejemplo escolleras hormigonadas, muros de hormigón o gunita, anclajes o bulones, etc.), sin embargo, el reto planteado era lograr el mismo objetivo usando otras técnicas más respetuosas con el medio a la vez que igualmente efectivas.

Las técnicas de ingeniería naturalística (bioingeniería, ingeniería biológica, ingeniería del paisaje, ecotecnología, etc.) se definen como una disciplina técnico-biológica que con la ayuda de plantas y de formaciones vegetales, contribuye a proteger y garantizar los usos del suelo y construcciones, así como la restauración del paisaje y del territorio. La característica principal es la utilización de plantas locales, o partes de esas, como material de construcción vivo, de tal manera que, a lo largo de su desarrollo, junto con el suelo y los estratos geológicos contribuyen de manera sustancial a la estabilización duradera frente a todas formas de erosión (VVAA, 2015)

Estas técnicas han sido aplicadas desde antiguo. Las primeras referencias documentadas datan de hace más de 2.000 años en China. Desde el siglo XVI eran ampliamente utilizadas en algunos países de centro Europa como Austria, Alemania, Suiza (Lewis, 2000).



Figura 2. Principios de 1900 en Europa. Recogida y corte de estacas vivas para el uso en bioingeniería.
Kevin Finney

Sin embargo, el mayor auge de estas técnicas fue cuando las restricciones económicas de los años previos a la Segunda Guerra Mundial en Alemania y en Austria, favorecieron el uso de métodos más baratos, con material local y con técnicas tradicionales. Posteriormente, tras la guerra, fueron muchos ingenieros europeos los que comenzaron a estudiar, desarrollar y evaluar estas nuevas técnicas.

A pesar de la existencia de numerosos estudios y publicaciones (A. Von Kruedener, 1951; H. M. Schiecht, 1980, 1996) en los que se demuestra la eficacia de estas técnicas para el control de la erosión de los taludes, sigue habiendo resistencia a su aplicación en varios países, entre ellos España. Y eso contando que estas técnicas, que utilizan material local, normalmente suelen ser más económicas y que están mayormente alineadas a la sensibilización ecológica creciente, resultan especialmente apropiadas hoy en día (Lewis, 2000).

En la Península Ibérica las primeras actuaciones con estas técnicas aparecen en el ámbito hidrológico forestal (*Ley de 11 de julio de 1877 sobre repoblación, fomento y mejora de los montes públicos, Real Decreto de junio de 1901 por el que se creó el Servicio Hidrológico Forestal de la Nación*, Pizarro 2000). Sin embargo, debido al escaso interés económico que suponían se abandonan rápidamente hasta los años 80, con la aparición de la legislación de evaluación de impacto ambiental, donde se despierta por fin en España la conciencia de la restauración ambiental de los proyectos civiles.

Así, la ingeniería naturalística, que nació en el campo forestal, fue ampliando sucesivamente sus ámbitos de intervención desde la defensa del suelo en montaña, a la

recuperación ambiental de minas, basureros, áreas degradadas en general y a la inserción de las infraestructuras al paisaje.

En muchos países centroeuropeos así como en Norteamérica, abundan las publicaciones científicas y manuales técnicos en los que se demuestra la habilidad que posee el sauce (*Salix sp.*) en la retención de sedimentos (Rey, 2014;) y en la estabilidad de laderas (Gray and Sotir, 1996; Florineth, 2000; Bischetti, 2010; Chirico et al., 2013; Tardio G., 2016.) ya sea en forma de fajas, lechos o esteras de ramaje. Las características ecológicas de esta especie, incluida la rápida tasa de crecimiento, la habilidad de rebrote y la tolerancia a la sequía, al calor y al hielo, hacen que sea particularmente adecuada para restauración ecológica en ambientes complicados, como puede ser en este caso, un depósito de sobrantes donde el sustrato no es el original, y en la cornisa cantábrica, donde el sauce es un especie autóctona y muy extendida sobre todo en los márgenes fluviales. Además, es necesario mencionar que *Salix sp.* se utiliza para el control de la erosión debido a su alta capacidad de rebrote y de enraizamiento, características que van ligadas directamente con la retención de sedimentos.

ESPECIES	% ENRAIZAMIENTO
<i>Salix purpurea</i>	100%
<i>Salix cinerea</i>	75%
<i>Salix alba</i>	75%
<i>Salix eleagnos</i>	70%
<i>Populus nigra</i>	65%
<i>Ligustrum vulgare</i>	65%

Tabla 1. Fuente: AIPIN adaptado de Bolzano (Sauli, 2006)

Es de destacar que en la cornisa cantábrica no abundan este tipo de publicaciones científicas y las experiencias existentes suelen estar más ligadas al medio acuático (Palmeri, 2002).

Los lechos de ramaje son unas técnicas de estabilización ampliamente utilizadas en otros países (Schiechti, 1986; Gray and Stoir, 1996; Mataix, 1999; Palmeri, 2002; Zeh, 2007) que también sirven como método de reconducción de las aguas a modo de dren. Esta técnica consiste en la colocación de estacas de sauce en trincheras o bancales excavadas unos 50-100 centímetros y con una cierta contrapendiente transversal, de al menos 10°, siguiendo las curvas de nivel (Sauli, 2002). Las terrazas pueden estar separadas entre 1,5 y 3 metros, aunque se ha comprobado que distancias menores de 2 metros no tienen una diferencia significativa (Bischetti, 2010).

Las estacas se orientan de forma perpendicular a la pendiente, con una densidad de unos 10 ud/m². Las estacas deben estar enterradas $\frac{3}{4}$ partes de su longitud para permitir su enraizamiento (Fundació de la Jardineria i el Paisatge, 2013). Esta posición perpendicular es muy efectiva desde el punto de vista del esfuerzo del suelo y la estabilidad del talud frente a movimiento de masas. Las estacas y sus raíces actúan como elementos de tensión que refuerzan el talud a la vez que los nuevos brotes que sobresalen sobre la superficie actúan frenando la escorrentía y disipando su potencial erosivo (Mataix, 1999).

2. MATERIAL Y MÉTODOS

2.1 FASE DE ANÁLISIS

En primer lugar, se comenzó recopilando la documentación existente y analizando la problemática real en campo. El estado inicial era el siguiente:

- Drenaje perimetral: En el depósito de sobrantes no se incorporó una cuneta perimetral, salvo en una zona pequeña en la parte baja, en la que se instaló una bajante prefabricada. La forma del relleno se ejecutó de manera ligeramente cóncava, de forma que las aguas que llegaban al vertedero no se evacúan a los laterales.
- Pendiente longitudinal: El relleno estaba configurado con tres pendientes diferentes, siendo más acusada en la parte baja tras el camino que lo atraviesa.
- Erosión local: Presentaba una erosión superficial grave producida por escorrentía superficial ya que se observan cárcavas considerables, de 1 m de altura, sobre todo en la parte baja. En la parte alta, anterior al camino, las grietas iban desde unos pocos centímetros hasta 30 cm aproximadamente. Además, se detectaron dos puntos de afloramiento de agua en superficie.
- Descalce de obras: Por la bajante (situada en el sureste) podía apreciarse que circulaba algo de agua, pero también se ha observado que esta obra estaba a punto de descalzarse por efecto de la erosión hídrica, apareciendo además colmatada de tierras y piedras en la parte baja de la misma

La capa superior dispuesta sobre el depósito de sobrantes había sido prácticamente lavada de los materiales más finos, dejando al descubierto (sobre todo en la parte de las cárcavas) piedras del material de relleno. Estos materiales erosionados, finalmente se acumulaban en la rejilla existente en una arqueta de retención situada aguas abajo, al otro lado de la carretera, y estaban generando un efecto tapón importante que, en época de lluvias, provocaba que el agua de escorrentía se moviera por otras partes, erosionando el camino antes de llegar a la zona de infiltración.

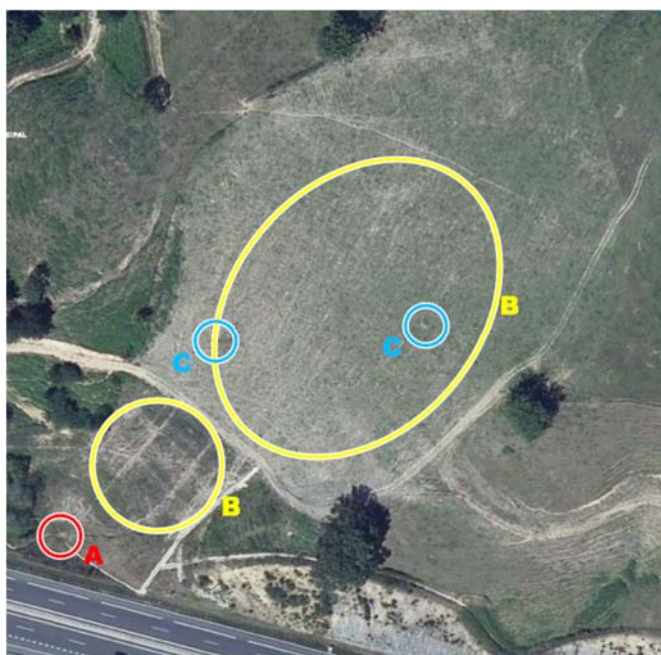


Figura 3. Problemática inicial en el Depósito de Sobrantes “Balantxa”. A: Colmatación del drenaje transversal existente; B: Erosión superficial y descalce de la cuneta; C: Afloramientos de agua.



Figura 4. Cárcavas semiparalelas existentes en la parte inferior del vertedero

2.2 FASE DE PROYECTO

Una vez identificados los problemas, Saitec redacta para Bidegi en marzo de 2015 un “Proyecto Constructivo de Recuperación Hidráulica y Ambiental”. En primer lugar, se tuvieron en cuenta los acuerdos y preferencias que el propietario mostró en las reuniones previas. Posteriormente, se analizaron todos los aspectos necesarios para canalizar de forma adecuada las aguas de escorrentía y las aguas internas que afloraban en diversos puntos, así como para estabilizar la parte baja del relleno.

- Topografía: Se realizó un plano taquimétrico de detalle a escala 1:500, con su correspondiente modelo 3D del terreno, de toda la superficie del relleno.
- Hidrología y drenaje: Se realizó en primer lugar un estudio hidrológico de acuerdo a los criterios establecidos en las Normas Técnicas para carreteras; Instrucción de carreteras 5.2-IC “Drenaje superficial” del Ministerio de Fomento. En base a los resultados obtenidos se dimensionaron los elementos de drenaje necesarios para lograr los siguientes objetivos:
 - Recuperar la función hidráulica: Una nueva obra de drenaje transversal al camino del vertedero era necesaria para la evacuación del sistema de drenaje con vertido en la red de drenaje existente (bajante prefabricada).
 - Actuación en entrada de la O.D. existente bajo la autovía: Se requiere limpiar la arqueta existente, reponen la “tapa tramex” y se proyecta un encachado de piedra caliza naturalizada en los límites.
 - Favorecer el acceso de vehículos agrícolas al terreno y su mantenimiento: se proyecta una cuneta pisable triangular de hormigón paralelo al camino trasversal del vertedero cuyo vertido se realizará en la nueva obra de drenaje que conecta con la bajante prefabricada existente. Se proyecta así mismo un drenaje subterráneo debajo de la misma.

- Prevenir las erosiones y favorecer su mantenimiento: se proyecta una zanja naturalizada con piedra paralelo al camino ascendente a la zona alta del vertedero.

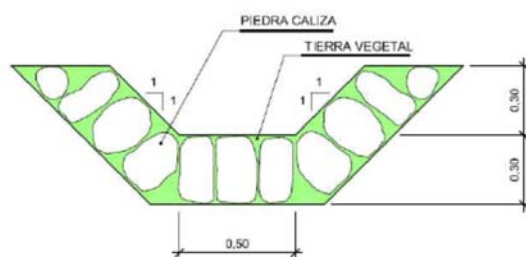


Figura 5. Detalle de la zanja naturalizada

- Resolver que el terreno no empape tanto en su capa superficial, recogiendo y bajando el nivel freático: se proyecta una red de drenajes sub-superficiales en espina de pez de diferentes diámetros que no comprometan la actividad ganadera
- Actuaciones ambientales. El objetivo principal fue restaurar la cubierta vegetal del vertedero, ya sea en la parte superior donde la pendiente es más suave y donde hay que garantizar el pastoreo vacuno, como en la parte inferior, donde la pendiente es mayor y por lo tanto no es previsible la carga ganadera. Por lo tanto, las actuaciones medioambientales se zonifican según sean en la parte superior o inferior del camino.
 - En la parte superior del relleno, se proyecta realizar un despedregado, un aporte de 30 cm de tierra vegetal y una hidrosiembra de especies herbáceas palatables.
 - En la parte inferior, donde pese a su elevada pendiente solamente se han detectado problemas de drenaje sin ver indicios de inestabilidades, se proponen los siguientes tratamientos:
 - ~ Recuperación de cárcavas: Saneamiento, relleno con material procedente de cantera y se cubren con tierra vegetal (espesor 30 cm) y una manta orgánica de fibra de coco.

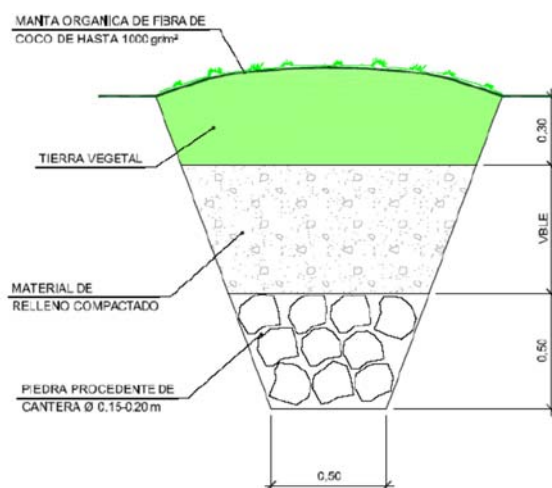


Figura 6. Detalle sección tipo de relleno de cárcavas existentes.

- ~ Lechos de ramaje: Se propone una estabilización puntual en las zonas de mayor pendiente mediante lechos de ramaje viva de *Salix sp* de procedencia local en hileras longitudinales distanciadas unos 3 metros siguiendo las líneas de la pendiente.

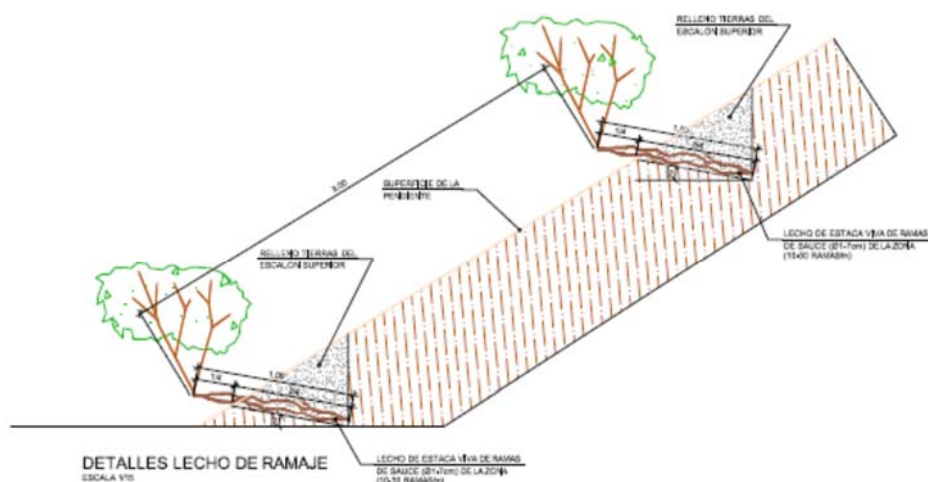


Figura 7. Detalle del lecho de ramajes.

2.3 FASE DE EJECUCIÓN

Los trabajos de Restauración Hidráulica y Ambiental del depósito de sobrantes de Balantxa fueron adjudicados a la empresa “Sasoi Eraikuntzak S.L.” y comenzaron en agosto de 2015. Durante la duración de la obra, Saitec fue la asistencia técnica a la dirección de las obras.

Los trabajos se ejecutaron en el siguiente orden:

- Excavación y colocación del dren en espina de pez, con modificaciones en los ramales secundarios para captar nuevas surgencias detectadas al iniciar los trabajos. Tapado con tierra vegetal.
- Se inicia el drenaje subterráneo bajo cuneta hormigonada.
- Ejecución de la arqueta.
- Ejecución de la zanja trapezoidal naturalizada con caces transversales en el camino para dirigir las aguas superficiales hacia la cuneta.
- Relleno de cárcavas.
- Retirada de tramex viejo, encachado y colocación de nueva rejilla.
- Ejecución de la cuneta triangular de hormigón.
- Extendido de tierra vegetal.
- Ejecución en la parte baja de un camino de acceso al ganado a un bebedero.
- Reposición de cierres.
- Extendido de zahorra en el camino junto a la cuneta.
- Hidrosiembra.

Las labores de revegetación mediante lecho de ramaje de sauces se realizaron durante el periodo de parada vegetativa (diciembre de 2015), por lo que se obligó a paralizar la obra durante 2 meses. La ejecución de los trabajos fue de la siguiente forma:

- Acopio de material vegetal local (búsqueda de emplazamientos y preparación del mismo).
- Excavación de zanjas (de abajo hacia arriba).
- Colocación del material vegetal con las características adecuadas.
- Cubrición con tierra.
- Colocación de la manta orgánica.
- Ejecución del cerramiento, para proteger los lechos frente al ganado.



Figura 8. Acopio de material vegetal.



Figura 9. Ejecución de los lechos de ramaje

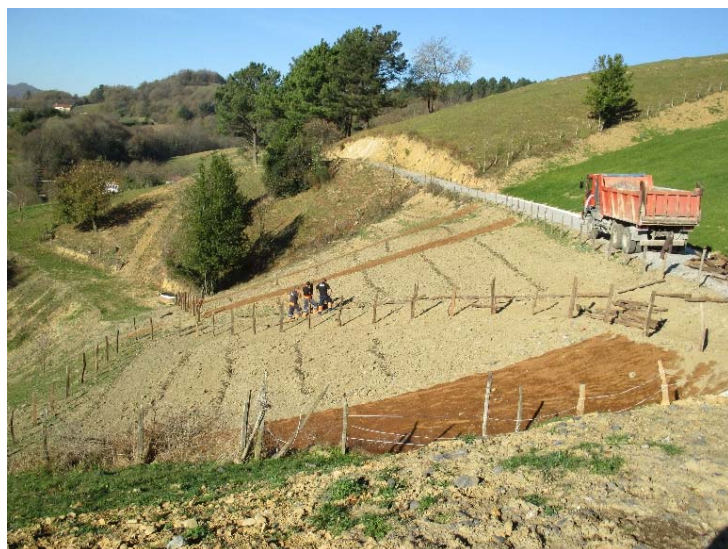


Figura 10. Ejecución del cerramiento.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Durante los años 2016 y 2017 se ha realizado un seguimiento del estado final de los trabajos, que ha corroborado que las técnicas aplicadas han permitido el control de la erosión.

Este seguimiento ha consistido en básicamente un control visual del estado erosivo de toda la superficie y de la evolución de la vegetación y particularmente el crecimiento de los lechos de ramaje.

En marzo de 2016, tres meses después de la ejecución de los lechos, los sauces habían comenzado a brotar. Bastantes estacas tenían brotes de 10-15 cm de longitud. La parte superior estaba totalmente restaurada y visiblemente sin erosiones.



Figura 11. Tres meses después de la ejecución de los lechos.

En septiembre de 2016, nueve meses después de la ejecución de los lechos, en la parte inferior del relleno la vegetación ha crecido considerablemente. Los brotes de sauce tienen un metro de altura y se observan más densos en la parte inferior del relleno. La parte superior sigue sin problemas de erosión.



Figura 12. Nueve meses después de la ejecución de los lechos.

En marzo de 2017, 15 meses tras la ejecución de los lechos, el propietario ha realizado una labor de mantenimiento, desbrozando las herbáceas y manteniendo el vallado para que el ganado no lo dañe. Prácticamente el 100% de las estacas han brotado, alcanzando una altura de 2 metros.



Figura 13. Quince meses después de la ejecución de los trabajos

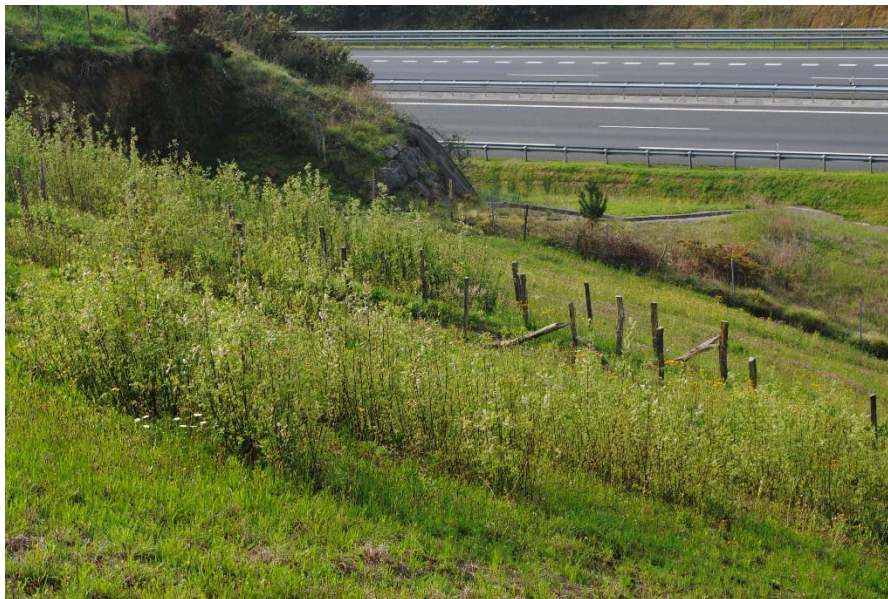


Figura 14. Quince meses después de la ejecución de los trabajos

Por lo tanto, estos datos indican que las técnicas empleadas para la restauración de este depósito de sobrantes, y en concreto de los lechos de ramaje para el control de la estabilidad del talud es efectiva, a la vez que integra de una manera total la obra en el entorno. Resultando, por lo tanto, una alternativa real, económica y ecológica a las técnicas de estabilización de ingeniería convencional (encachados, escolleras, láminas, etc).

Se observa que unas labores mínimas de mantenimiento son necesarias para el correcto crecimiento de los sauces.

BIBLIOGRAFIA

- Bischetti G.B., Chiaradia E.A., D'Agostino V., Simonato T., 2010. Quantifying the effect of brush layering on slope stability. *Journal of Ecological Engineering* 36: 258-264.
- Chirico G.B., Borga M., Tarolli P, Rigon R., Preti F., 2013. Role of vegetation on slope stability under transient unsaturated conditions. *Procedia Environmental Sciences* Vol. 19: 932 – 941.
- Florineth, F., 2000. Ingenieurbiologische Hangsicherung. *Wildbach und Lawinenverbau* 142: 29–42.
- Fundació de la Jardineria i el Paisatge, 2013. *Restauración del paisaje: Obras de bioingeniería: Técnicas de estabilización de suelos: NTJ 12S-2*. Fundació de la jardineria i el Paisatge, 44 pp.
- Instrucción 5.2-IC. Drenaje superficial*. 1990. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento.
- Gray, D.H., Sotir, R.B., 1996. *Biotechnical and Soil Bioengineering Slope Stabilization: a Practical Guide for Erosion Control*. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Lewis, E.A., 2000. *Soil Bioengineering: An alternative for Roadside Management: A Practical Guide*. United States Forest Service. San Dimas Technology and Development Center.
- Mataix, C., 1999. Técnicas de bioingeniería en el tratamiento de taludes. En: *Manual de estabilización y revegetación de taludes*, López Jimeno, C. Entorno Gráfico, S.L, 704 pp.
- Palmeri, F. Silvan F., 2002. *Manual de técnicas de ingeniería naturalística en el ámbito fluvial*. Gobierno Vasco, 185 pp.
- Pizarro Nevado, R., 2000. *Conservación y mejora de los terrenos forestales. Régimen jurídico de las repoblaciones*. Ed. Lex Nova, 2000.
- Rey F; Burylo M., 2014. Can bioengineering structures made of willow cuttings trap sediment in eroded marly gullies in a Mediterranean mountainous climate? *Original Research Article Geomorphology*, Vol. 204: 564-572.
- Sauli G., Cornellini P., Preti F., 2002. *Manuale di ingegneria naturalistica applicabile al settore idraulico. Regione Lazio*.
- Sauli G., Cornellini P., Preti F., 2006. *Manuale di Ingegneria Naturalistica. Volume 3: Sistemazione dei versanti. Regione Lazio*.
- Schiechtl, H. M., 1980. *Bioengineering for Land Reclamation and Conservation*. Edmonton, Canada: The University of Alberta Press, 404 pp.
- Schiechtl, H.M., 1986. *Manual de ordenación de cuencas hidrográficas. Vol. 3: Estabilización de laderas con tratamientos del suelo y la vegetación*. Guías FAO: Conservación", No. 13.
- Schiechtl H. M., Stern R., 1996. *Ground Bioengineering Techniques: For Slope Protection and Erosion Control*. Wiley-Blackwell, 176 pp.
- Tardio G., Mickovski S.B., 2016. Implementation of eco-engineering design into existing slope stability design practices. *Ecological engineering*, 92:138-147.
- VV.AA., 2015. *Directrices europeas de Bioingeniería del paisaje*. Federación Europea de Bioingeniería del Paisaje, 150 pp.
- Von krudener, A., 1951. *Ingenieurbiologie*. E. Reinhardt, 172 pp
- Zeh H., Efb y VIB., 2007. *Ingeniería biológica, Manual Técnico*. Editorial Verein für Ingenieurbiologie, 441 pp.

ANÁLISIS DE LA SUSCEPTIBILIDAD DE LAS INESTABILIDADES DE LADERAS COSÍSMICAS EN LA REGIÓN DE MURCIA CONSIDERANDO EL EFECTO SITIO

Meaza TSIGE*, Martín Jesús RODRÍGUEZ-PECES* y Ignacio GARCÍA FLÓREZ*

*Departamento de Geodinámica
Facultad de Ciencias Geológicas
Universidad Complutense de Madrid

RESUMEN

Se presenta el resultado del análisis regional de susceptibilidad de movimientos de ladera por sismos en la Región de Murcia, empleando dos métodos diferentes: el clásico del desplazamiento de Newmark y el del Coeficiente de Susceptibilidad (CSU). La susceptibilidad se estimó mediante la comparación de la Aceleración crítica (a_c) con la aceleración sísmica máxima (PGA) obtenida del mapa de peligrosidad sísmica para un periodo de retorno de 475 años. Además, se consideró el factor de amplificación debido a los materiales geológicos (efecto sitio) y a la topografía. El resultado muestra amplias zonas susceptibles a sufrir algún tipo de inestabilidad para el escenario sísmico considerado. Estas zonas están asociadas a caídas de bloques en afloramientos de rocas fracturadas, con pendientes entre 20°-30°. También existen áreas susceptibles con pendientes bajas (<10°) y depósitos blandos recientes de tipo coluvio-aluvial, donde existe una elevada amplificación sísmica por litología, pudiendo causar deslizamientos superficiales y desplazamientos laterales.

1. INTRODUCCIÓN

La Región de Murcia (SE España) es una zona sísmicamente activa (Figura 1) donde existen varias fallas activas que potencialmente pueden generar terremotos de magnitudes superiores a M_w 6,0 (p. ej. Falla de Alhama de Murcia) (García Mayordomo et al., 2012). Atendiendo a la geología y topografía de la región existen varios terrenos propensos a los procesos de inestabilidad de laderas (IGME, 1994), zonas con materiales blandos y poco consolidados, macizos rocosos muy fracturados y alterables que, junto a la posibilidad de producirse un sismo de magnitud suficiente, pueden desencadenar o reactivar movimientos de ladera cerca de algunos núcleos urbanos. Un ejemplo de ello es el terremoto de Lorca del 11 de mayo del 2011, con una magnitud de M_w 5,2 y que fue precedido por un evento de magnitud M_w 4,6, que causó numerosos daños en Lorca, así como gran alarma social (López-Comino et al.,

2012). Este terremoto también produjo inestabilidades de mayor importancia, hasta una distancia de > 10 km desde el epicentro, y que han sido variados en su tipología y tamaño, llegando a movilizar en ocasiones cientos de metros cúbicos durante la sacudida (Alfaro et al., 2012; Rodríguez-Peces et al., 2013). El área afectada por estas inestabilidades (82 km^2) es ligeramente inferior a las áreas máximas estimadas mediante las curvas de Keefer (1984) para un evento de igual magnitud, siendo de 94 km^2 (Rodríguez-Peces et al., 2013). No obstante, algunos autores señalan que, si se consideran las inestabilidades de menor tamaño, esta área puede ser ligeramente superior (Alfaro et al., 2012). Además, se sabe que, terremotos recientes de magnitud moderada, como los de Mula de 1999 ($M_w = 4,8$, $I_{EMS} = VI$), Bullas de 2002 ($M_w = 5,0$, $I_{EMS} = V$) y La Paca de 2005 ($M_w = 4,8$, $I_{EMS} = VII$) (Buform et al., 2005; Benito et al., 2007) han producido varias caídas de bloques y deslizamientos superficiales en materiales tipo suelo (Rodríguez-Peces et al., 2008; Rodríguez-Peces, 2010; Rodríguez-Peces et al., 2011; Mulas et al., 2012). Estos hechos justifican la necesidad de obtener mapas que permitan identificar zonas con problemas de inestabilidad de laderas. El objetivo de este trabajo es la obtención a una escala regional de un mapa de susceptibilidad de las inestabilidades de laderas que pueden ser provocadas por terremotos en la Región de Murcia. Dichos mapas permitirán identificar las áreas de potencial riesgo y el tipo de inestabilidad que se puede generar con un terremoto, así como localizar áreas de interés para posteriores estudios de detalle. Para el análisis de la susceptibilidad, además de los elementos habituales, se ha considerado como factores agravantes de las inestabilidades las amplificaciones sísmicas debidas al efecto sitio tanto litológicas como topográficas. Por otra parte, en la evaluación de los parámetros geotécnicos de los materiales se ha considerado (basado en los datos de los inventariados de las inestabilidades) el grado de fracturación y de alteración de los materiales susceptibles a producir inestabilidades.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO

La Región de Murcia se sitúa dentro del ámbito de la Cordillera Bética y presenta una gran variedad litológica como resultado de su compleja historia geológica, donde aparecen varios dominios de diferente génesis y edad. En ella están representados materiales pertenecientes a tres zonas: Prebética y Subbética (zonas externas) y Bética (zonas internas). En ella, afloran desde materiales metamórficos del Paleozoico, sedimentos del Triásico y Mesozoico de los dominios Subbético y Bético pertenecientes a los complejos Nevado-Filábride y Alpujárride representados esencialmente por esquistos, cuarcitas y calizas o dolomías metamórficas, y el Complejo Maláguide constituido por rocas sedimentarias, esencialmente calizas y margas (IGME, 1994). Junto a ellos y como resultado de la actividad sedimentaria y tectónica se han desarrollado grandes cuencas y depresiones en las que se han depositados sedimentos neógenos de origen marino y continental. El espesor de estos materiales es muy variable a lo largo de la región, oscilando entre los 200 m en la zona meridional (cuencas de Cartagena), hasta escasos metros en la parte central. También aparecen rocas volcánicas recientes (Tortonense-Cuaternario) de consistencia dura, representadas por basaltos, andesitas, jumillitas,

fortunitas, etc. Los depósitos recientes de edad Cuaternario adquieren gran importancia desde el punto de vista de la respuesta sísmica. Estos materiales se encuentran ampliamente desarrollados en toda la Región de Murcia y sobre ellos se encuentran los principales núcleos urbanos. En general pertenecen a grandes abanicos aluviales, glacis, sedimentos coluviales y depósitos de piedemonte. También aparecen depósitos fluviales, fluvio-palustres, suelos residuales y arcillas de carstificación (IGME, 1994). Existen depósitos de dunas litorales y de marismas con sedimentos saturados o semisaturados, así como terrenos ganados al mar de tipo antrópico, que por lo general tienen consistencias bajas a muy bajas.

3. MOVIMIENTOS DE LADERA PROVOCADOS POR SISMOS EN LA REGION DE MURCIA

Como se ha comentado anteriormente, la Región de Murcia es una zona sísmicamente activa donde existen varias fallas activas que potencialmente pueden generar terremotos importantes (Figura 1). En los últimos años en la Región de Murcia han ocurrido varios terremotos con magnitudes moderadas (M_w 4,8 a 5,2). Los sismos producidos en la Región de Murcia, aun siendo de magnitud baja y moderada, han producido numerosas inestabilidades de laderas de distinta magnitud, siendo el terremoto de Lorca de 2011 el que ha producido los de mayor importancia.

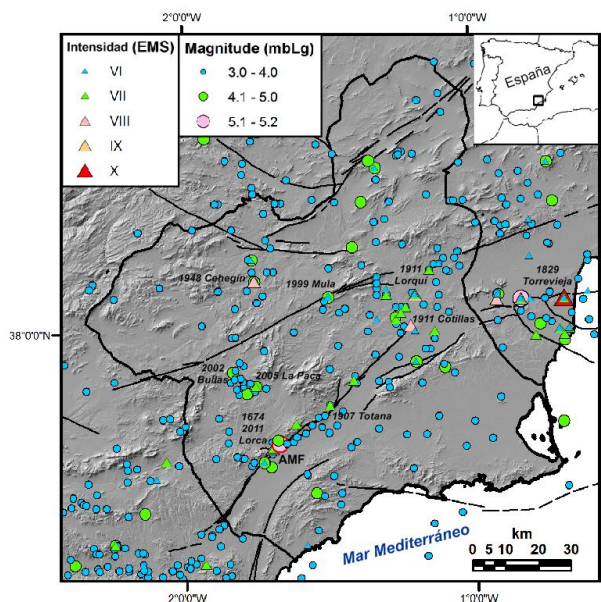


Figura 1. Mapa de terremotos registrados en la Región de Murcia (SE España). Las líneas negras delgadas representan las principales fallas activas en la zona (García Mayordomo et al., 2012), destacando la Falla de Alhama de Murcia (AMF).

Debido a las características de los materiales que afloran y la morfología de las mismas, las inestabilidades de ladera más frecuentes han sido de tipo caída de bloques, la mayor parte de ellos limitados por discontinuidades ya existentes (Figura 2). No obstante, también se han registrado algunos movimientos de ladera de tipo deslizamiento. Estos hechos justifican la necesidad de obtener mapas que permitan identificar zonas con problemas de inestabilidad de laderas asociadas a los terremotos.



Figura 2. Ejemplos de algunas inestabilidades de ladera cosísmicas (desprendimientos y deslizamientos) en la Región de Murcia. A) Terremoto de Mula de 1999 (Mulas et al., 2016). B) Terremoto de La Paca de 2005 (Rodríguez-Peces et al., 2008). C y D) Terremoto de Lorca de 2011 (Martínez-Díaz et al., 2012; Alfaro et al., 2012).

4. ANÁLISIS DE SUSCEPTIBILIDAD DE MOVIMIENTOS DE LADERA DE ORIGEN SÍSMICO

Metodología

El análisis de la susceptibilidad se ha obtenido mediante un Sistema de Información Geográfica (SIG) mediante dos métodos diferentes: mediante el conocido método del Desplazamiento de Newmark (Newmark, 1965), que estima el desplazamiento permanente de un bloque rígido (D_N), y mediante la comparación del movimiento fuerte del terreno (PGA) con la aceleración crítica (a_c). Tsige et al., (2012) propusieron utilizar dicha relación a_c /PGA para definir un coeficiente de susceptibilidad (CSU), que de manera

rápida e intuitiva permite realizar una primera evaluación de las zonas susceptibles a deslizarse. Para que se produzca la inestabilidad la PGA debe exceder la a_c . Por tanto, cuando la a_c/PGA es menor que 1 se podrán producir inestabilidades de ladera (susceptibilidad alta) mientras que cuando esta relación es mayor que 1 la inestabilidad no se produciría (susceptibilidad media y baja). Por ello un mapa que muestre la relación a_c/PGA permite visualizar de forma sencilla las zonas más susceptibles a generar movimientos de ladera. Por otra parte, en el método de Newmark, los desplazamientos de Newmark (D_N) fueron estimados comparando la aceleración crítica con la PGA amplificada por medio de la ecuación empírica de regresión propuesta por Jibson (2007). Estos mapas permiten acotar las zonas con mayor deformación dentro de las áreas susceptibles obtenidas previamente mediante la relación a_c/PGA .

Para el presente estudio se ha considerado el escenario sísmico probabilista (Figura 4) más reciente definido para la Región de Murcia (Benito et al., 2006). Este escenario se basa en el mapa de peligrosidad sísmica en términos de aceleración sísmica máxima (PGA) en roca para un periodo de retorno de 475 años (probabilidad de que se exceda la PGA del 10% en 50 años). Por otra parte, la presencia de terrenos, considerados geotécnicamente como blandos, que afloran en una gran parte de la Región de Murcia puede producir un aumento considerable de los efectos de los movimientos sísmicos. Esta modificación está controlada principalmente por las propiedades geotécnicas de los materiales geológicos, especialmente por sus características dinámicas, el espesor de las capas y el contraste con el material subyacente (Borcherdt, 1994). Este hecho también suele agravar los movimientos de ladera junto a los efectos topográficos.

En este trabajo, se han tenido en cuenta los efectos de amplificación sísmica relacionados con la litología a través de dos metodologías diferentes y la amplificación topográfica siguiendo las recomendaciones del Eurocódigo-8. La primera está basada en el comportamiento geológico-geotécnico de los materiales geológicos en superficie y su relación con la velocidad de ondas de corte, mientras que la segunda se basa en una correlación entre la topografía y la velocidad de ondas de corte de los primeros 30 m.

Para la estimación de los efectos de amplificación debido a las condiciones geológicas (litológicas) se ha empleado la clasificación geotécnica-sísmica realizada por Tsige y García Flórez (2006). Los materiales geológicos de la Región se agrupan en ocho categorías de terrenos con comportamientos sísmicos similares (Tabla 1). A cada grupo se le ha asignado valores de velocidad de corte media (V_s) en función de las características geológico-geotécnicas obtenidas de varias fuentes (mapas geológicos y geotécnicos a escala 1:200.000 y 1:50.000 y documentación geotécnica). Por último, en cada una de las categorías, se ha estimado el factor de amplificación según la fórmula empírica de Borcherdt (1994) empleando los valores mínimos de la V_s de cada una de las clases de terreno y un input sísmico general de 0,1 para toda la Región.

DESCRIPCIONES GEOLÓGICAS (IGME, 1994)	DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA	Vs (m/s)	NCSE (2002)	NEHRP (1999)	Amp*
Rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias del Paleozoico, Jurásico y Triásico: Andesitas, basaltos, Esquistos y mármoles, Dolomías	Grupo I: Rocas muy duras y poco fracturadas	> 1500	Suelo I	A	0.8
Rocas metamórficas y sedimentarias: Filitas y cuarcitas, Dolomías y calizas, Areniscas	Grupo IIa: Roca dura y fracturada. Intercalación de rocas muy duras y duras	1500-800	Suelo I	B	0.8
Rocas sedimentarias de distintas edad y origen. Calizas, calizas oolíticas y calizas margosas, conglomerados	Grupo IIb: Roca dura-media muy fracturada e intercalación de rocas blandas	750-450	Suelo I	C	1
Rocas sedimentarias calcáreas (Jurásico, Cretácico y Terciario): Calizas margosas, calizas oolíticas y calizas, Conglomerados y areniscas	Grupo III: Roca de resistencia media muy fracturada y con abundantes intercalaciones de rocas más blandas (margas y arcillas)	450-350	Suelo II	D	1.2
Rocas triásicas tipo Keuper. Arcillas abigarradas y yesos, sedimentos terciarios margas y arcillas margosos. Areniscas turbidíticas y arcillas verdes oscuras.	Grupo IVa: Roca blanda con arcillas expansivas. Suelos no cohesivos poco cementados	350-250	Suelo III	E	1.6
Sedimentos cuaternarios de origen fluvial y coluviales, pie de monte, etc.	Grupo IVb: Suelos no cohesivos, gravas y arenas y cantos	250-180	Suelo III	F	2
Sedimentos cuaternarios de origen fluvial y coluvial: dunas, depósitos expansivos de margas diatomíticas	Suelos cohesivos blandos: Arcillas (Ip>), Limos y Arenas sueltos, Arenas y Conchas	180-150	Suelo IV	G	2.5
Depósitos de playa y cauces de río, marismas, fangos, limos y limos arcillas.	Suelos muy blandos	< 150	Suelo IV	Especiales	> 2.5

Tabla 1. Clasificación geológica-geotécnica de los materiales (Tsige & García-Flórez, 2006) y equivalencia con la NCSE-02 y NEHRP. *Amplificación sísmica litológica estimada según Borchardt (1994).

Para la estimación de la amplificación sísmica a partir de la topografía se ha seguido la metodología descrita por Allen y Wald (2009), los cuales obtienen mapas de amplificación sísmica correlacionando datos vs30 medidos in situ en diferentes categorías de terreno con la topografía correspondiente. De este modo, considerando un contexto de placa tectónica activa como el que caracteriza la Región de Murcia, estos autores proporcionan un método que permite estimar rangos de vs30 en función de rangos de pendiente topográfica en m/m. Para ello, se ha empleado un modelo digital de elevaciones (MDE) de alta resolución de la Región de Murcia derivado de datos LIDAR con un tamaño de píxel de 4 x 4 m. Se realizó un cambio de resolución, obteniendo un MDE de menor resolución a partir del cual se derivaron los rangos de pendientes en m/m, equivalentes a los empleados por estos autores. A cada rango de pendiente se le asignó el correspondiente rango de vs30. Finalmente, se calcularon los valores medios de vs30 para cada categoría y se relacionaron mediante la expresión de Borchardt (1994) con los factores de amplificación sísmica.

Por último, se procedió a realizar una comparación de los factores de amplificación sísmica obtenidos a partir de la clasificación geológica-geotécnica de los materiales con los derivados del método basado en la topografía con objeto de identificar el procedimiento más adecuado para la Región de Murcia (Figura 3).

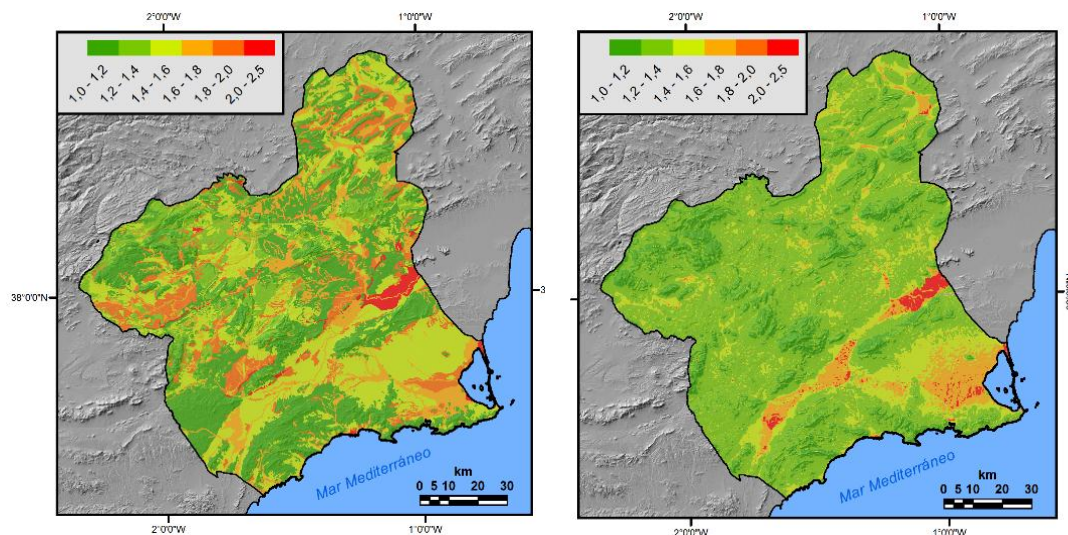


Figura 3. Izquierda. Mapa de amplificación sísmica a partir de la clasificación geológica-geotécnica de los materiales. Derecha. Mapa de amplificación sísmica a partir de la topografía.

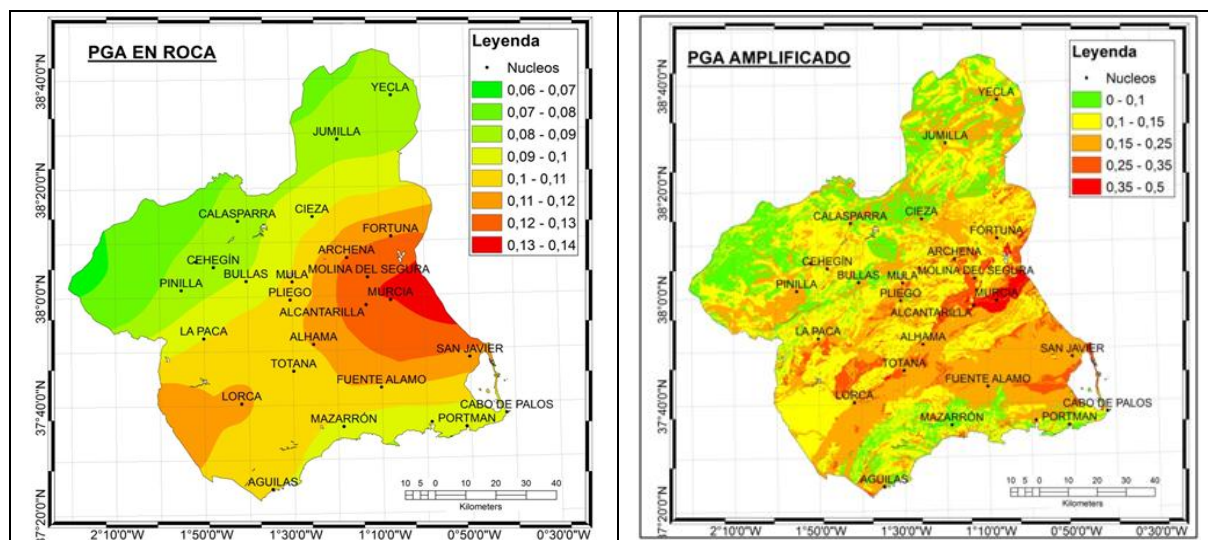


Figura 4. Izquierda. Mapa de peligrosidad sísmica en roca (PGA) para un periodo de retorno de 475 años (Benito et al., 2006). Derecha. Mapa de PGA con amplificación por el tipo de suelo y por efectos topográficos.

Mapa de susceptibilidad de inestabilidades inducidas por terremotos de la Región de Murcia

Para la obtención del mapa de susceptibilidad con las dos metodologías empleadas, primero se obtiene un mapa de factor de seguridad estático siguiendo un modelo de equilibrio límite de talud infinito y el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Previamente a la obtención del factor de seguridad estático a cada grupo geotécnico (formado por litologías caracterizadas por parámetros resistentes similares) se le han asignado los parámetros físicos y resistentes: peso específico, cohesión y ángulo de rozamiento interno representativos (Tabla 2). Cabe destacar que cada grupo geotécnico refleja las características de los elementos más susceptibles a deslizarse. Para los suelos margosos, pizarrosos y arcillas abigarradas se han considerado las propiedades de la capa superficial (capa alterada) donde se produce la mayor parte de las inestabilidades y en el caso de las rocas calcáreas que se encuentran muy fracturadas, los parámetros se han asignado a las discontinuidades (con cohesión baja o nula). Por último, el factor de seguridad fue estimado combinando mediante el SIG los parámetros geotécnicos y las pendientes a través del modelo propuesto por Jibson et al. (2000). A continuación, la aceleración crítica (aceleración sísmica mínima necesaria para iniciar la inestabilidad) fue calculada combinando el mapa de factor de seguridad estático con las pendientes siguiendo el método de Newmark (1965).

Grupo Geotécnico	Peso específico (kN/m ³)	Cohesión (kN/m ²)	Ángulo de fricción (°)
Grupo I	27	150	40
Grupo IIa	25	50*	25*
Grupo IIb	17	50*	20*
Grupo III	15	10*	20*
Grupo IV	15	5	20
Grupo V	14-16	10	15
Grupo VI	13-14	0	10

Tabla 2. Resumen de los datos geotécnicos empleados en el cálculo del factor de seguridad estático. *Parámetros geotécnicos de discontinuidades, rellenos y capas superficiales alteradas de los materiales.

En la figura 5 se observan los mapas del factor de seguridad estático (FS) y de aceleración crítica (a_c) resultantes, en estado seco y considerando una profundidad de 3 m para el plano de rotura más probable. En estos mapas se observa que más del 20 % del territorio presenta factores de seguridad cercanos o inferiores a 1,5. La mayor parte de estas zonas coinciden con zonas de rocas muy fracturadas y se encuentran en pendientes medias-altas. Por otra parte, también se observan FS bajos en las áreas con suelos recientes y muy blandos a pesar de estar ubicados en zonas con pendientes bajas. El hecho de que la mayor parte de estas zonas cerca del límite de inestabilidad identificadas mediante el análisis regional coincida con los datos de inventariado de zonas inestables realizadas a nivel local

(Mulas et al., 2016) indica la validez de los parámetros geotécnicos empleados para el análisis. Con el mapa de aceleración crítica (a_c), se observa que la mayor parte de las laderas presentan aceleración mínima muy bajas (Figura 5).

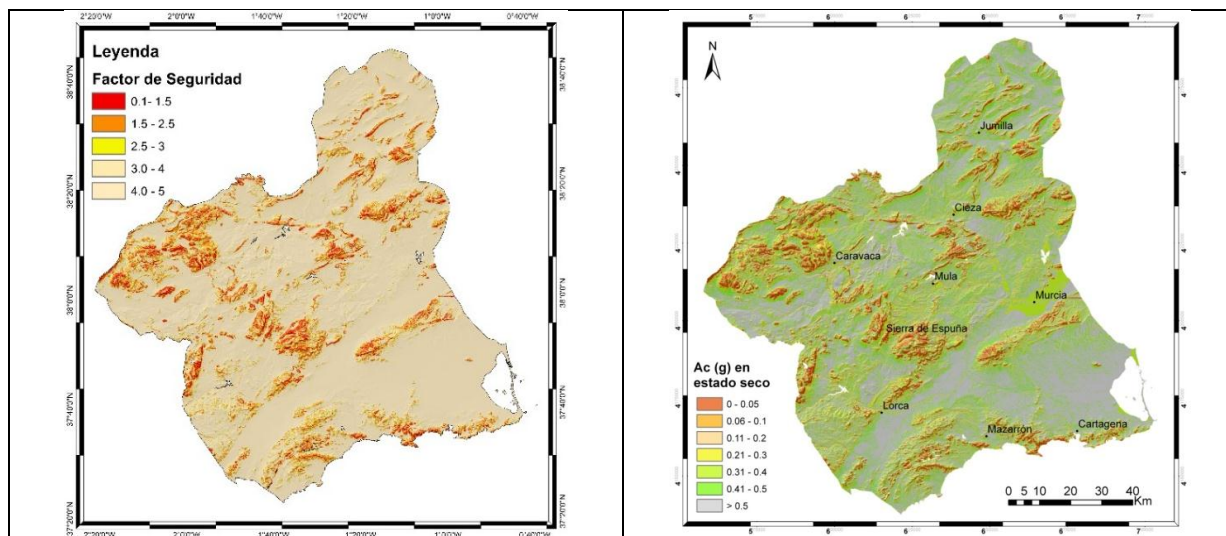


Figura 5. Mapas de factor de seguridad estático y de aceleración crítica.

En la figura 6 se muestran los resultados del análisis de susceptibilidad de inestabilidades inducidas por terremotos en función del Coeficiente de Susceptibilidad CSU (a_c/PGA) y del desplazamiento de Newmark (D_N). El resultado de este análisis expone que las zonas con susceptibilidad más elevada ($a_c/PGA < 0,5$) se localizan en pendientes alta-moderadas (20° - 30°) asociadas a afloramientos de rocas calcáreas fracturadas presentes en las sierras. La tipología de rotura que predomina en estas zonas son las caídas de bloques limitados por discontinuidades. Estas inestabilidades se pueden producir con desplazamientos muy bajos asociados a frecuencias altas. Por otro lado, existen áreas de susceptibilidad media (a_c/PGA alta, entre 0,5-1,1) localizadas en zonas de pendientes bajas ($< 10^\circ$) como la Ciudad de Murcia, Mar Menor, etc., asociados a materiales cuaternarios de tipo coluvio-aluvial, en las que el factor más influyente es la amplificación sísmica debida a la litología. El mecanismo de rotura que predominaría en estas áreas será de tipo deslizamientos superficiales y desplazamientos laterales. Se ha comprobado que este tipo de rotura (en terrenos poco frágiles) se produce habitualmente para frecuencias bajas y con deformaciones continuas debido a los movimientos cíclicos de larga duración. La mayoría de los desplazamientos de Newmark obtenidos (Figura 6) presentan valores muy bajos. (< 2 cm), aunque localmente pueden ser mayores (> 5 cm). Los desplazamientos de Newmark obtenidos a escala regional no se deben tomar como una medida efectiva del desplazamiento cosísmico de las laderas durante un terremoto, sino como un índice de inestabilidad potencial. En general, valores de desplazamiento superiores a 5 cm implican potencialmente la aparición de deslizamientos, mientras que desplazamientos inferiores son característicos de desprendimientos (Rodríguez-Peces, 2010).

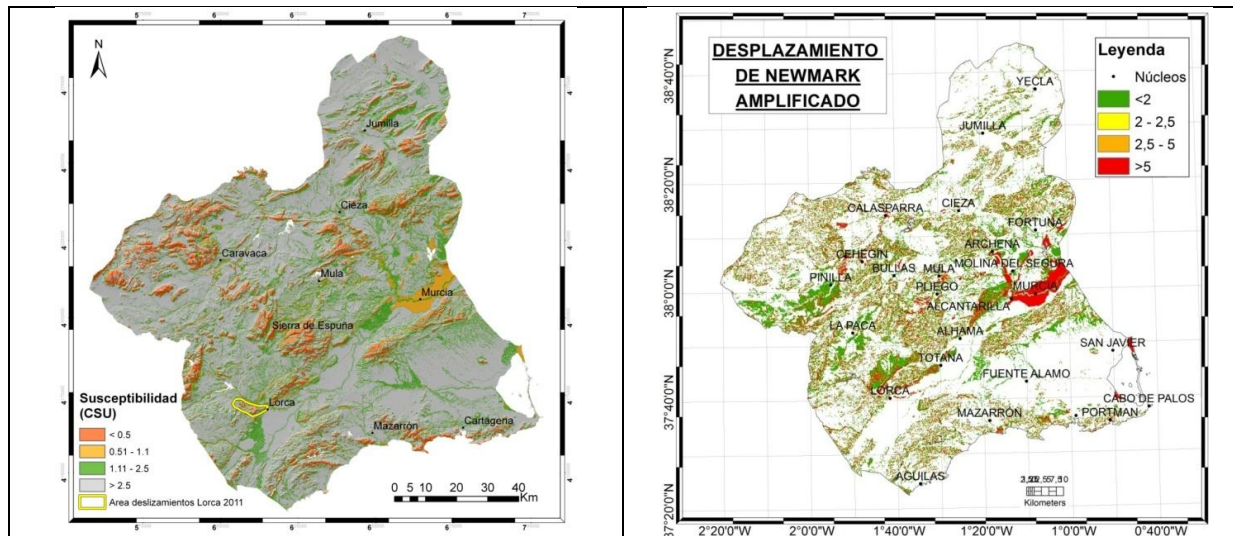


Figura 6. Izquierda. Mapa de susceptibilidad de inestabilidades inducidas por terremotos en función del Coeficiente de Susceptibilidad CSU (a_0/PGA). Derecha. Mapa de susceptibilidad de inestabilidades inducidas por terremotos en función del desplazamiento de Newmark (D_N).

5. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

Los resultados indican que la metodología para evaluar la amplificación sísmica a partir de la litología proporciona resultados más exactos que la metodología empleada a partir de la topografía, ya tiene en cuenta las características geológico-geotécnicas y de respuesta sísmica de los materiales. Los mapas obtenidos con ambos métodos tienen una similitud de casi el 50 %. Sin embargo, la metodología basada en la topografía aporta valores de amplificación sísmica menores con respecto a los obtenidos en la evaluación basada en la litología. En este sentido, la estimación de los factores de amplificación mediante la litología aporta resultados más exactos, pero más conservadores. Aunque la metodología de estimación de la amplificación sísmica a partir de la topografía puede ser menos fiable, sobre todo en áreas con relieves que presentan pendientes elevadas, puede ser muy útil para estimar de manera aproximada la amplificación sísmica en otras regiones donde la información geológico-geotécnica sea más escasa, o incluso ausente.

Los resultados del análisis de la susceptibilidad mediante las dos metodologías arrojan que en la región existen zonas con una susceptibilidad importante a producir inestabilidades de ladera durante la producción de los terremotos. Si comparamos estos resultados con los inventariados de las inestabilidades sísmicas existentes en la actualidad, se observa una coincidencia de más del 80 % en el mapa del CSU y del 44 % en el mapa de D_N (Figura 6). En este sentido el método del CSU, parece ser más adecuado para poder predecir las zonas con cierto nivel de susceptibilidad. A pesar de que los datos reales de inestabilidad son muy limitados en el registro actual y existe una ausencia de datos históricos, el

resultado del mapa de susceptibilidad evidencia un fuerte control de la topografía y de la litología en la generación de las inestabilidades. La comparación con casos reales asociados a terremotos concretos permite afirmar que las futuras inestabilidades de ladera inducidas por terremotos en la Región de Murcia serán mayormente desprendimientos, lo cual coincide con el tipo de inestabilidad inducida por terremotos más frecuentes en la Cordillera Bética (Delgado et al.,2011).

Los resultados del método del desplazamiento de Newmark ofrecen valores de D_N muy reducidos en terrenos con factores de seguridad estáticos muy bajos, debido a que para la iniciación de las inestabilidades solo se necesita una mínima superación de las fuerzas desestabilizadoras (en este caso la fuerza sísmica). Esto sugiere que esta metodología no es aplicable en estas zonas. Sin embargo, a pesar de que el método del CSU es más conservador en comparación con el método de Newmark, ofrece mejores resultados en estas zonas en las que el FS es muy bajo. Por tanto, es recomendable el uso del CSU cuando se tenga esta situación particular.

Todos estos resultados, al estar directamente relacionados con una ocurrencia de sismos de cierta magnitud y su frecuencia, deben de ir acompañados con los mapas de peligrosidad sísmica empleados. Esto es especialmente importante cuando se consideran escenarios sísmicos deterministas relacionados con determinadas zonas o fallas activas, ya que los valores de PGA pueden ser localmente más elevados y favorecer una mayor concentración de inestabilidades de ladera en las proximidades de la falla. Por otra parte, para una mejor interpretación del mapa de susceptibilidad en el futuro se considera necesario la incorporación de nuevos datos e inventarios de inestabilidades inducidas por terremotos, mejorar el método de estimación del factor de amplificación topográfico y disponer de una mayor cantidad de datos y de más detalle de las propiedades geotécnicas de los materiales involucrados en las inestabilidades.

6. REFERENCIAS

- Alfaro, P., Delgado, J., García-Tortosa, F.J., Lenti, L., López, J.A., López-Casado, C., Martino, S., 2012. Widespread landslides induced by the Mw 5.1 earthquake of 11 May 2011 in Lorca, SE Spain. *Engineering Geology*, 137-138: 40-52.
- Allen, T.I., Wald, D.J., 2009. On the Use of High-Resolution Topographic Data as a Proxy for Seismic Site Conditions (VS30). *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99: 935-943.
- Benito, B., Gaspar-Escribano, J.M., García-Mayordomo, J., Jiménez, M.E., García Rodríguez, M.J., 2006. *Proyecto RISMUR: Evaluación de la peligrosidad sísmica*. IGN y Protección Civil de Murcia, Madrid.
- Benito, B., Capote, B., Murphy, P., Gaspar-Escribano, J.M., Martínez-Díaz, J.J., Tsige, M., Stich, D., García-Mayordomo, J., García, M.J., Jiménez, M.E., Insua- Arévalo, J.M., Álvarez-Gómez, J.A., Canora, C., 2007. An overview of the damaging and low magnitude La Paca earthquake (Mw 4.8) on January 29th, 2005. Context; seismotectonics; and seismic risk implications for Southeast Spain. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97: 671-690.

- Bufo, E., Benito, B., Sanz de Galdeano, C., Fresno, C., del Muñoz, D., Rodríguez, I., 2005. Study of the damaging earthquakes of 1911, 1999, and 2002 in the Murcia, Southeastern Spain region: seismotectonic and seismic-risk implications. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95: 549-567.
- Delgado, J., Garrido, J., López-Casado, C., Martino, S., Peláez, J.A., 2011. On far field occurrence of seismically induced landslides. *Engineering Geology*, 123: 204-213.
- García-Mayordomo, J., Insua-Arévalo, J., Martínez-Díaz, J., Jiménez-Díaz, A., Martín-Banda, R., Martín-Alfageme, S., Álvarez-Gómez, J., Rodríguez-Peces, M., Pérez-López, R., Rodríguez-Pascua, M., Masana, E., Perea, H., Martín-González, F., Giner-Robles, J., Nemser, E., Cabral, J., & QAFI compilers, 2012. The Quaternary Active Faults Database of Iberia (QAFI v.2.0). *Journal of Iberian Geology*, 38: 285-302.
- IGME, 1994. *Mapa Geológico de la Región de Murcia a escala 1:200.000*. Consejería de Política Territorial y Obras Públicas de la Región de Murcia. 1 mapa, 105 pp.
- Jibson, R.W., 2007. Regression models for estimating coseismic landslide displacement. *Engineering Geology*, 91: 209-218.
- Jibson, R.W., Harp, E.L., Michael, J.A., 2000. A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps. *Engineering Geology*, 58: 271-289.
- Keefer, D.K., 1984. Landslides caused by earthquakes. *Geol Soc Am Bull*, 95: 406-421.
- López-Comino, J.A., Mancilla, F.L., Morales, J., Stich, D., 2012. Rupture directivity of the 2011, Mw 5.2 Lorca earthquake (Spain). *Geophysical Research Letters*, 39: L03301.
- Martínez-Díaz, J.J., Álvarez-Gómez, J.A., García-Mayordomo, J., Insua-Arévalo, J.M., Martín-González, F., Rodríguez-Peces, M.J., 2012. Interpretación tectónica de la fuente del terremoto de Lorca de 2011 (M_w 5,2) y sus efectos superficiales. *Boletín Geológico y Minero*, 123: 441-458.
- Mulas, J., García-Davalillo, J.C., Sanabria, M., García-Mayordomo, J., Aragón, R., Rodríguez-Peces, M.J., Delgado, J., 2016. Puntos y zonas susceptibles a movimientos de ladera por terremotos en la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia (CARM). Información de base para Protección Civil. *Geo-Temas*, 16 (1): 677-680.
- Newmark, N.M., 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, 15: 139-160.
- Rodríguez-Peces, M.J., 2010. *Analysis of earthquake-triggered landslides in the South of Iberia: Testing the use of the Newmark's method at different scales*. Tesis doctoral, Universidad de Granada, Granada.
- Rodríguez Peces, M.J., García Mayordomo, J., Azañón, J.M., Jabaloy Sánchez, A., 2008. Evaluación regional de inestabilidades de ladera por efecto sísmico en la Cuenca de Lorca (Murcia): Implementación del método de Newmark en un SIG. *Boletín Geológico y Minero*, 119: 459-472.
- Rodríguez-Peces, M.J., Pérez-García, J.L., García-Mayordomo, J., Azañón, J.M., Insua-Arévalo, J.M., Delgado-García, J., 2011. Applicability of Newmark method at regional, sub-regional and site scales: seismically induced Bullas and La Paca rock-slide cases (Murcia, SE Spain). *Natural Hazards*, 59: 1109-1124.
- Rodríguez-Peces, M.J., García-Mayordomo, J., Martínez-Díaz, J.J., 2013. Slope instabilities triggered by the 11th May 2011 Lorca earthquake (Murcia, Spain): Comparison to previous hazard assessments and proposition of a new hazard map and probability of failure equation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12: 1961-1976.
- Tsige, M., García-Flórez, I., 2006. Propuesta de clasificación geotécnica del "Efecto Sitio" de las formaciones geológicas de la Región de Murcia. *Geogaceta*, 40: 39-42.
- Tsige, M., García-Flórez, I., Rodríguez-Peces, M., Solano, V., Calderón, N., 2012. Análisis de Susceptibilidad de movimientos de ladera co-sísmicos en la Región de Murcia. *Geotemas*, 13.

MECANISMO DE ROTURA DE LOS GRANDES DESLIZAMIENTOS ASOCIADOS A SISMOS EN LA ZONA DE FALLA DE EL SALVADOR: EL CASO DEL DESLIZAMIENTO DE JIBOA

Meaza TSIGE*, Ignacio, GARCÍA-FLÓREZ, Martín J. RODRÍGUEZ-PECES

*Dpto. Geodinámica.
Facultad de Ciencias Geológicas,
Universidad Complutense de Madrid

RESUMEN

Los terremotos del 13 de enero y del 13 de febrero del año 2001 de El Salvador generaron gran cantidad de inestabilidades de ladera inducidas. La mayor parte de estas inestabilidades eran deslizamientos de tipo superficial que tuvieron lugar en taludes y laderas de gran pendiente y estaban asociados a los terrenos volcánicos más recientes y poco consolidados (cenizas y tobas), denominados “tierra blanca”. Los factores condicionantes de la distribución y concentración de estas inestabilidades de tipo superficial son: las características geomécánicas de los materiales (amplificación sísmica) y la topografía abrupta de los taludes y laderas. Por otra parte, se generaron también deslizamientos de grandes dimensiones, que pusieron en movimiento cientos de miles de metros cúbicos de materiales que presentan características diferentes a las inestabilidades superficiales mencionadas anteriormente tanto en su mecanismo como en su dinámica de rotura. El Deslizamiento de Jiboa objeto de este trabajo, pertenece a este grupo de inestabilidades. Tras los estudios realizados se ha podido determinar que el mecanismo de rotura se produjo en tres fases interrelacionadas “colapso/asiento-grieta de tracción/desplazamiento”. El factor más importante para el comienzo del deslizamiento se debe a la existencia de las cenizas volcánicas de la Formación Cuscatlan en la base del talud, que se colapsan y pierden sus parámetros resistentes (fase 1). por la energía sísmica liberada. Este colapso produce un gran asiento y, como consecuencia, se genera una grieta de tracción en la cabecera (fase 2). Por último, el movimiento se propaga a lo largo de un plano sub-horizontal localizado dentro de dichos materiales (fase 3).

1. INTRODUCCIÓN

El deslizamiento de Jiboa (DJ) es una de las grandes inestabilidades producidas por el terremoto ocurrido en El Salvador, en febrero del año 2001 (Mw 6.7). El Salvador debido a su situación geográfica (fig. 1), sufre las consecuencias de un gran número de riesgos naturales de carácter catastrófico, entre los que se encuentran los movimientos sísmicos. En las últimas décadas se han producido en el país terremotos de magnitud moderada y alta, que han causado daños directos e indirectos dentro de los cuales se destacan las numerosas inestabilidades de ladera, en ocasiones de grandes dimensiones (White & Harlow, 1993).

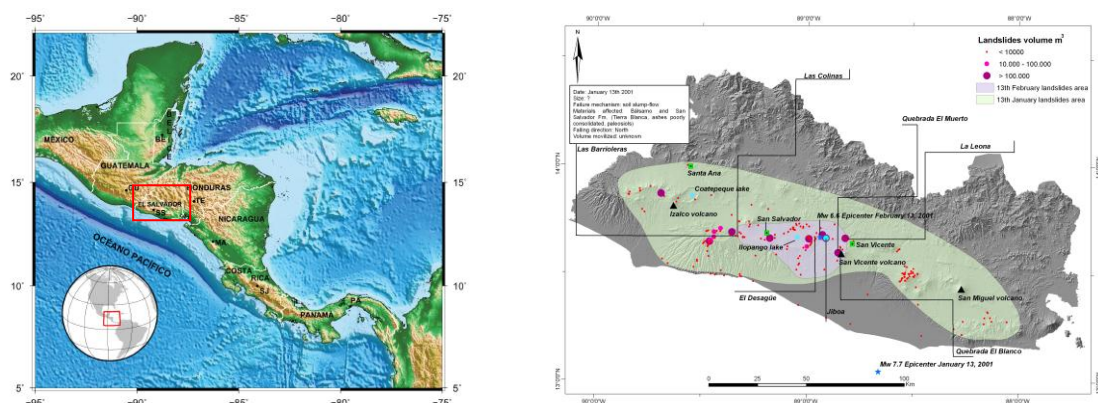


Figura 1. Situación y contexto geodinámico de El Salvador y mapa de distribución de los deslizamientos producidos por los terremotos del año 2001 (líneas rojas) y terremotos históricos (zonas coloreadas).

Uno de los aspectos más relevantes de estas inestabilidades inducidas por los terremotos en El Salvador, son las grandes áreas afectadas y el gran volumen de materiales que ponen en movimiento, en comparación con los producidos en otras áreas con sismos de magnitudes similares (Rodríguez, et al. 2002). Este hecho se evidencio con los terremotos del año 2001 producidos en distintos ámbitos geodinámicos. El primero se produjo el 13/01/ 2001 en la zona de subducción del País, con una magnitud Mw 7.7 y a 40 km de profundidad. El epicentro se situó a 100 km de la costa Oeste del país y activó un gran número de movimientos de ladera y taludes de diferente magnitud, causando daños en varios países (El Salvador, Guatemala y Nicaragua), si bien fue en El Salvador donde se concentraron gran parte de sus efectos más destructivos (SNET, 2001). El segundo terremoto ocurrido el 13/02/2001 a una profundidad de unos 14 km, con magnitud 6,7 Mw, se produjo debido a la actividad de la falla de desgarre situada en la parte central del país denominada Zona de Falla de El Salvador .. Este sismo también activó cientos de inestabilidades. Los factores que controlan la distribución, concentración y mecanismos de rotura de la mayor parte de las inestabilidades superficiales, están fundamentalmente controlados por la naturaleza de los materiales geológicos (García -Flórez, 2016, García -Flórez & Tsige, 2012). La gran mayoría (90%) se produjeron en los materiales volcánicos formados por cenizas, piroclastos y tobas no consolidadas de las Formaciones San Salvador y Cuscatlán. Además las condiciones del “efecto sitio” de tipo litológico y topográfico asociados a la Unidad de Tierra blanca (TJ4) y

las crestas de las laderas o a la rugosidad han contribuido a la concentración de estas inestabilidades (Crosta et al., 2005, Boomer et al. 2002; García, et al., 2008).

Por otra parte, se generaron deslizamientos de grandes dimensiones (más de 250.000 m³) como: Las Colinas, Las Barrioleras, El Desagüe, Quebrada Blanco, Quebrada el Muerto, Jiboa, La Curva de la Leona, (ver figura 2), que independientemente del origen de los terremotos (zona de subducción 100 km y falla de desgarre ZFES), contrastaba con los mecanismo de las inestabilidades superficiales. Esta diferencia es debida a las particulares condiciones de la dinámica y mecanismos de rotura que los controlan. En este artículo se presenta el estudio de detalle de uno de los grandes deslizamientos producidos en la zona del Valle del río Jiboa (Deslizamiento de Jiboa, DJ) en El Salvador, en la que se abordan los factores que pueden haber condicionado los mecanismos de rotura, el volumen de materiales afectados, así como su comportamiento post-rotura.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO

El Salvador se sitúa en la costa pacífica de América Central y forma parte de una de las zonas sísmicamente más activas de la región (figura 1). Al igual que otros países centro americanos, en los que se producen numerosos terremotos destructivos, que han provocado más de 3000 víctimas en los últimos 100 años (White y Harlow, 1993, Bommer and Rodriguez 2002). Los orígenes de los terremotos en El Salvador son principalmente la zona de subducción donde la placa de Cocos subduce bajo la placa del Caribe, que produce sismos de gran magnitud ($M_w > 7$) de entre 50 150 km de profundidad y, la falla de desgarre de más de 100 km de longitud (ZFES), en la que se producen terremotos de menor magnitud ($M_w < 6.6$) y más superficiales hasta 30 km. Desde el punto de vista geológico, es un país relativamente joven, donde la mayor parte del territorio está ocupado por materiales recientes del Plio-Cuaternarios.

Una gran parte de el país está cubierta por una serie volcánica, que consiste en una sucesión de rocas de composición, riolítica, dacítica y andesítica, así como por materiales piroclásticos (Bosse, 1978), de más de 1.500 m. de potencia. Con estos tipos de rocas están formadas la Sierra Tacuba, Cordillera del Bálsamo, Cordillera Jucuarán-Intipucá y la parte Norte de Santa Ana. Los depósitos más recientes, donde se producen la mayor parte de las inestabilidades de ladera, están formados por cenizas volcánicas no consolidadas, lapilli, depósitos de flujos, brechas y tobas. Existen rocas sedimentarias marinas en el extremo NW cerca de Metapán, donde cubren un área aproximada de 200 km². En las montañas Norteñas, cerca de Metapán y Chalatenango, se conocen rocas intrusivas de carácter granítico - diorítico. Los materiales de origen lacustre y fluvial tienen extensiones muy limitadas y están compuestos por productos piroclásticos redepositados de menor importancia y algunos depósitos de diatomita y lignito de carácter calcáreo. Cuentan con intercalaciones de productos piroclásticos, lo que indica que son contemporáneas con la actividad volcánica joven. También se encuentran aluviones a lo largo de los ríos más importantes y en depresiones locales, sobre todo en las planicies costeras de la parte SW y SE.

3. MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO DE DETALLE

El DJ, se produjo como consecuencia del terremoto ocurrido el 13/02/2001 ($M_w = 6.7$) en el Valle del Río Jiboa, aproximadamente a 2 km aguas arriba de la confluencia del río El Desagüe con el río Jiboa, al Este de la ciudad de San Salvador y cerca del epicentro (ver figura 1). En la zona afloran materiales de las formaciones del Bálsamo, Cuscatlan y San Salvador (Bosse, 1978 Figura 3) siendo la formación Cuscatlan la que ocupa la mayor parte del valle. (Fig 2) En ella aparecen varias fallas importantes que interceptan la zona (incluida la ZFES), responsable del terremoto (Boomer et al., 2002, Martínez Díaz et al., 2004). En la zona del DJ se han cartografiado varios paleo -deslizamientos de distintas morfologías y tamaño, que pueden haber sido producidos por terremotos históricos (García-Flórez, 2016).

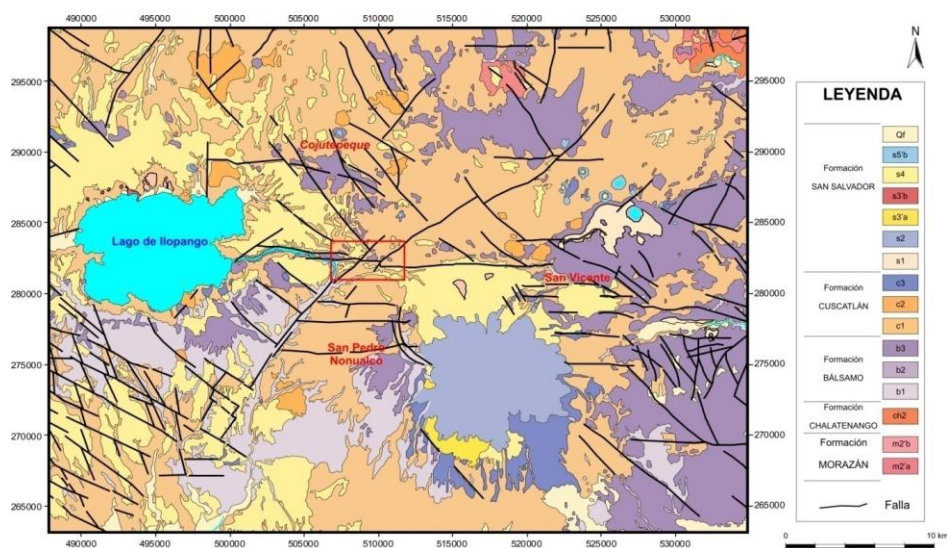


Figura 2: Mapa geológico de la zona del deslizamiento de Jiboa. (Bosse, 1978).

con toma de muestras y ensayos SPT, así como excavación de cuatro calicatas con retroexcavadora. Además, se han realizado estudios de prospección geofísica: tomografía sísmica, ensayos MASW (sísmica pasiva), pruebas down – hole (en el interior de los sondeos), y perfiles de tomografía sísmica en la coronación del talud. Se tomaron muestras “talladas” de la base del escarpe de deslizamiento y del pie del talud junto al Río Jiboa. En las muestras se realizaron ensayos de laboratorio, así como estudios de mineralogía y microestructurales. El perfil topográfico del modelo corresponde al perfil previo al deslizamiento obtenido de los mapas topográficos existentes (SNET, 2005) y las pendientes (entre 20° y 25°), se extrajeron de un modelo de elevación digital.

Según las inspecciones de campo, el deslizamiento se puede clasificar como de tipo compuesto, donde la parte superior presenta carácter rotacional/curvo múltiple. Se observaron varios grietas de tracción que pueden haber sido originados por la relajación de tensiones.

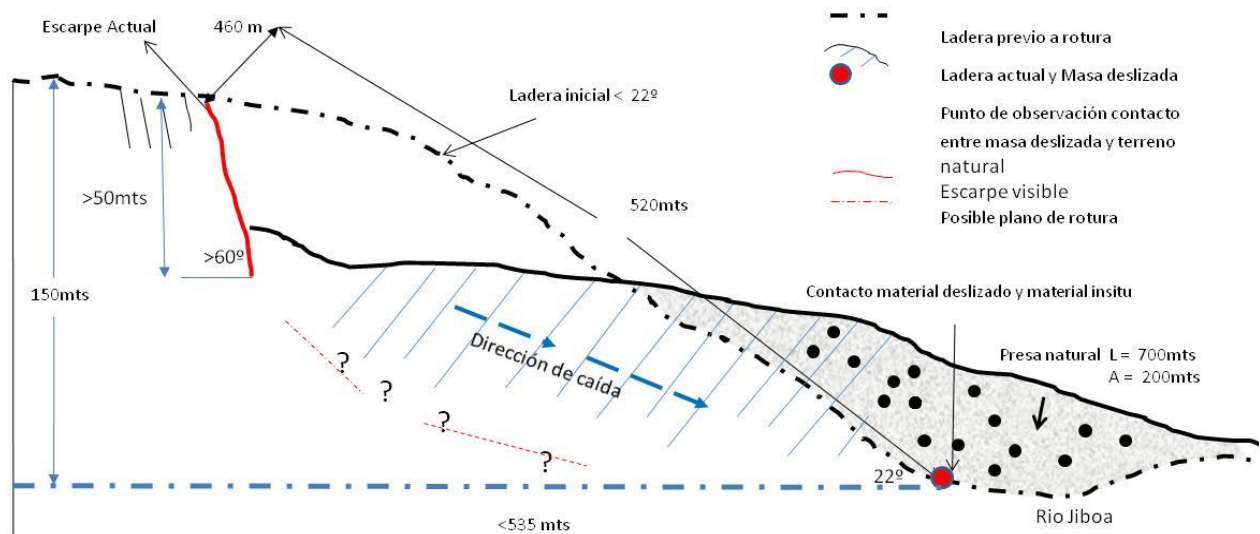


Figura 3. Esquema del deslizamiento de Jiboa.

El escarpe principal tiene una pendiente aproximada de más de 60° , longitud entre 400-460 m, y un desnivel aproximado de 150 m. En el flanco izquierdo se han observado discontinuidades con buzamientos altos, 40° y orientación sub-paralela. En la Figura 3 se presenta la geometría de del deslizamiento construido con las observaciones en el campo. El movimiento parece ser producido como un único bloque con una caída de dirección aproximadamente $N50^\circ W$ que al pie se transformó en movimiento de flujo a pesar del bajo contenido de humedad de los materiales. En el frente del deslizamiento se generó un volumen de material inestable, que formó una presa artificial el cual se convirtió en el mayor amenaza para la población de la zona (fig. 4).



Figura 4. Vista desde el sureste del Deslizamiento de Jiboa en el que se observa (izquierda) el representamiento del río, formando un lago (Baum et al., 2001) Escarpe del deslizamiento y aspecto de las brechas (Fm san Salvador) y tobas de la Fm Cuscatlan (García - Florez, 2016).

La Ladera de Jiboa está constituida por una secuencia compleja de rocas volcánicas con distintos grados de consolidación formadas por cenizas, brechas, piroclastos, y tobas

endurecidas con frecuentes intercalaciones de materiales de color oscuro (paleosuelos) de escaso espesor (1-2 m). De forma general se identifican ocho unidades litológicas que han sido agrupadas en cuatro unidades geotécnicas que de techo a muro son:

- Unidad I: Formada por dos litologías Tierra Blanca Joven (TBJ) y Tobas color café (TCC).. La Unidad de TBJ pertenece a depósitos de caída y coladas procedentes del colapso de la caldera Ilopango emitidos durante el Pleistoceno Superior hasta el Holoceno. Están compuestos por piroclastitas y epiclastos ácidos e ignimbritas de ácidos de color blanco y gris claro que se dividen a su vez en varias sub unidades (Hernández, 2004). Por debajo aparecen materiales de TCC, se trata de piroclastitas ácidas de color rojo y marrón amarillento y epiclastitas volcánicas. Estas Unidades se puede clasificar como limos y arenas mal graduados de baja plasticidad (SM, USCS), con intercalaciones de algunos cantos. Presentan una densidad seca, $1.2-1.4 \text{ t/m}^3$ y $V_p = 100 - 180 \text{ m/s}$. En la zona del deslizamiento el espesor de estas unidades no supera los 5 m.
- Unidad II: Situada por debajo de la anterior, presenta unos 60,0 m de espesor y está compuesta por dos grupos litológicos: a) intercalaciones de rocas piroclásticas y epiclásticas intermedias (andesitas) de color grisáceo y tamaño centimétrico a decimétrico, su espesor aproximado es de 11 m. Se trata de una mezcla de materiales heterométricos empastados en una matriz cinerítica areno-arcillosa que geotécnicamente se clasifican como arenas limosas de baja plasticidad (SM, USCS). b) brecha polimíctica compuesta por fragmentos de rocas heterométricos, fundamentalmente de andesitas y basálticas, envueltos en una matriz de piroclastos de granulometría más fina. Su espesor es unos 40 m. Se trata de gravas y arenas mal graduadas (GP, USCS) y arena limosa (SM, USCS). En ocasiones aparecen fragmentos de roca de gran tamaño, también de distinta composición. Esta unidad solo se ha podido observar en los sondeos realizados. En los ensayos geofísicos se obtienen velocidades de propagación de ondas V_p de entre 800-2000 m/s.
- Unidad III. Tobas andesíticas de la Fm. Cuscatlan. Se trata de toba cinerítica constituida por alternancia de niveles más o menos continuos de color claro formados por cenizas volcánicas y depósitos piroclásticos, con aspecto entre roca blanda y suelo duro. En esta unidad se evidencian estructuras tectónicas frecuentes y intercalaciones de capas semi horizontales que rompen la homogeneidad general de la unidad. Se clasifican como arenas limosas (SP – ML USCS) y arcillas arenosas de baja plasticidad (SP – CL, USCS). La densidad de los materiales es variable oscilando entre $1,2 - 1,8 \text{ g/cm}^3$. Dentro de esta unidad se han reconocido niveles de cenizas que al estudiarlos mediante microscopio electrónico de barrido (fig. 5) demuestran tener una micro-estructura abierta y meta-estable que puede ser susceptible al colapso y destrucción tanto con la saturación como con energía dinámicas o sísmica (Konagai, et al., 2001, Tsige et al., 2010). Esta observación junto a los datos geométricos del escarpe y materiales involucrados ha sido fundamental para el establecimiento del

mecanismo de rotura inicial del deslizamiento. Dichos niveles, por su importancia en la estabilidad de la ladera, se han agrupado en una unidad aparte (Unidad IV). Se trata de cenizas volcánicas muy porosas con índice de poro e 1,5- 1,75 densidad baja, 1,1- 1,34 g/cm³ y microestructura vacular con poros inter e intra-cristalino de tamaño grande. Estos materiales que afloran en la parte inferior del escarpe, han sido encontrados también en las calicatas realizadas al pie del deslizamiento y enfrente del mismo en la otra orilla opuesta del río Jiboa

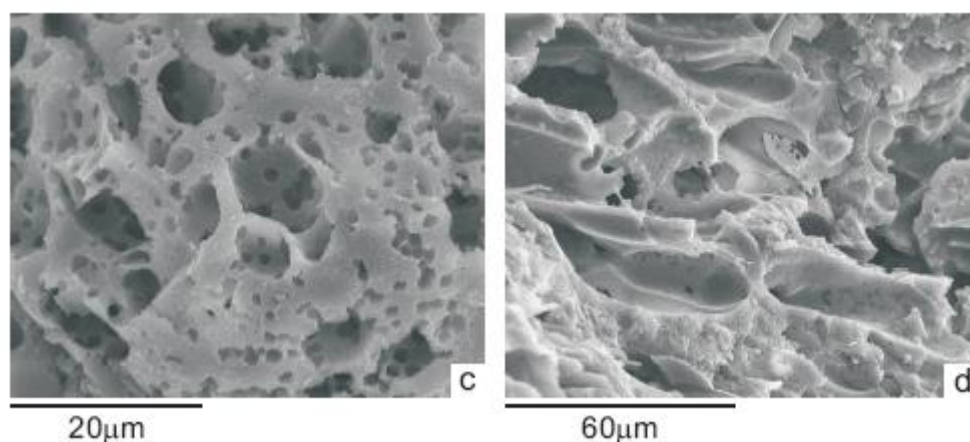


Figura. 5. Microfotografía de Microscopio electrónico de Barrido los materiales que forman las cenizas volcánicas

4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Se ha realizado análisis de estabilidad mediante los métodos de equilibrio límite con el programa Slide (V.05) de Rock Sciencie, tanto en condiciones estáticas, como en condiciones dinámicas empleando los distintos métodos de análisis, Janbu (MSJ), Morgenstern-Price (MM-P), general de equilibrio límite (GEL), Bishop (MSB), que ha permitido establecer diferentes geometrías de la superficie de rotura. Los análisis se han realizado en distintas fases, en las cuales se han ido variando las propiedades geomecánicas de los materiales que componen la ladera y las condiciones de la acción sísmica. En la tabla 1. Se presenta los valores de las propiedades geotécnicas de partida para las unidades geotécnicas que forman la ladera de Jiboa.

Tabla 1: Valores de los parámetros geotécnicos empleados en los cálculos			
Unidad Geotécnico	Peso específico natural (kN/m ³)	Cohesión efectiva (kN/m ²)	Ángulo de fricción efectivo (°)
Grupo I	14	37	31
Grupo II	18	128	32
Grupo III	26	105	36
Grupo IV	11	105	36

Fase 1. Análisis de estabilidad de la ladera de Jiboa en condiciones estáticas: En el análisis se han empleado distintas opciones de búsqueda de superficie de rotura mediante diferentes aplicaciones del programa. Superficies circulares (focus line, focus tangente, focus windows, etc), no circulares y superficies compuestas mediante los métodos de búsqueda tipo (add surface, block search, path search poliline etc). Éstos consisten en diferentes opciones que restringen la búsqueda a determinadas zonas del modelo que cumplan los siguientes criterios definidos: localización en cabecera, grieta de tracción, escarpe inicial del plano posible salida del plano al pie de la ladera y por encima del río. Del resultado del análisis mediante todos los métodos de cálculo, se apreció que independientemente del método de búsqueda y de cálculo con los valores medios de los parámetros resistentes y en ausencia de sismicidad, la ladera es estable, con valores de Factor de Seguridad (FS) entre 1,8 y 2,4. En la Figura 6 se presentan los valores de FS obtenidos con los distintos métodos de análisis junto a los métodos de búsqueda de superficie de rotura. Con respecto al método de búsqueda de superficie de rotura, la opción de rotura no circular combinado con el método de *Path Search* es la que mejor se ajusta con los datos observados en las campañas de campo. Por otra parte, se observó que era necesaria la presencia de una grieta de tracción de entre 10 y 120 m aproximadamente, correspondiendo las menores profundidades a los modelos con superficies de rotura no circulares.

- Fase 2. Análisis de estabilidad pseudo-estático: Una vez establecido el plano de deslizamiento más ajustado, se ha procedido un análisis pseudo-estático, con respecto al anterior. Se ha considerado la aceleración máxima registrada con el terremoto del 13/02/2001 y la aceleración necesaria para alcanzar la condición de equilibrio estricto ($FS = 1$). Las acciones sísmicas consideradas han sido la aceleración máxima (PGA 0,4 g) registrada en la estación de Zacatecoluca, situada a 18 km del deslizamiento (Boomer et al., 2002). Del resultado de estos análisis se deduce que, para los niveles de movimiento del terreno registrados en la estación local, la geometría de la ladera y los parámetros geotécnicos medios de los materiales, la permanece estable con valor $FS > 1,474$. Para alcanzar la rotura sería necesario una aceleración PGA superiores a 0,8 g que implicaría un factor de amplificación de entre 1,9 y 2,0 veces de la aceleración registrada. Por otra parte se ha observado que era necesaria la presencia de una grieta de tracción de entre 20 -50 m según el método de análisis empleado.
- Fase 3. Análisis de sensibilidad (Back-Analysis), para cada uno de los parámetros de las distintas litologías. Una vez determinado la posible superficie de rotura cinemáticamente compatible con la geometría observada, se ha procedido el análisis de sensibilidad de los distintos parámetros de los materiales. En ausencia de sismicidad, la ladera es totalmente estable, con valores de $FS > 1,35$ para los parámetros mínimos y $FS > 2,0$ para los parámetros máximos.
- Fase 4. Estudio del grado de influencia de los parámetros de las distintas litologías, El

objetivo de esta fase, es abordar la incertidumbre asociada a los parámetros geotécnicos movilizados, ya que la naturaleza heterogénea de los materiales que componen la ladera, no permite establecer valores de parámetros resistentes al conjunto de los materiales de comportamiento complejo entre roca - suelo. A la vista de los resultados del análisis de sensibilidad se puede concluir que los parámetros de las Unidades superiores (I y II) a penas contribuyen a la variación del FS. Por otra parte la mayor contribución se aprecia en la cohesión de la Unidad III con una variabilidad de cohesión ($\Delta FS = 0,474$) y el ángulo de rozamiento interno ($\Delta FS = 0,16$).

- Fase 5. En base a estas observaciones, se elaboró un nuevo modelo de la ladera con los parámetros medios en todas las unidades excepto en la unidad IV. La inestabilidad de la ladera se alcanza para valores de entre 0-5 kN/m². de cohesión y ángulo de rozamiento interno de 21°.

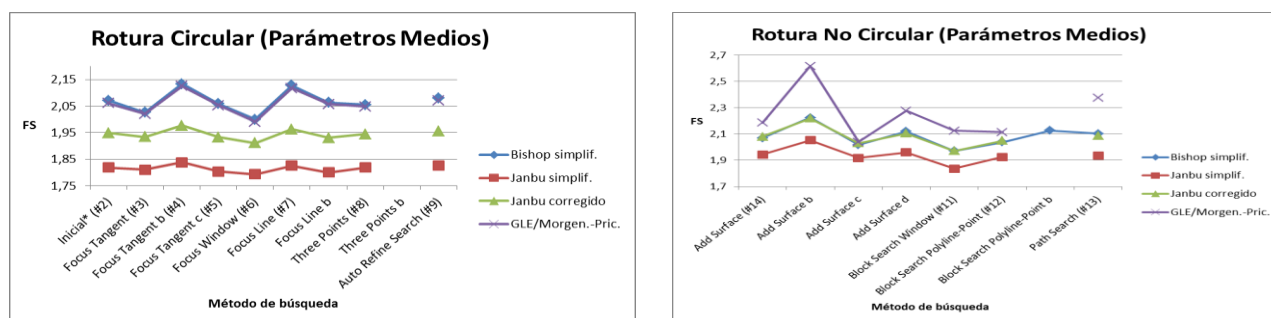


Figura 6. Factores de seguridad obtenidos para los parámetros resistentes medios de los materiales. Métodos de cálculo y diferentes métodos de búsqueda de superficie de rotura no circulares.

4. DISCUSIONES Y CONCLUSIONES

La gran mayoría de los terremotos, generan un gran número de movimientos de ladera inducidos causando daños económicos importantes, pérdidas de vidas y una gran alarma social. La mayor parte de estos suelen ser de tipo deslizamientos superficiales tanto en laderas naturales como en taludes excavados. Los terremotos del 13 de enero y del 13 de febrero del año 2001 de El Salvador generaron también gran cantidad de inestabilidades de ladera inducidas que han sido cartografiadas por la autoridad competente nacional (SNET). La mayor parte de estas inestabilidades eran deslizamientos de tipo superficial que tuvieron lugar en taludes y laderas de gran pendiente y estaban asociados a los terrenos volcánicos más recientes y poco consolidados (cenizas y tobas), denominados “tierra blanca”. También hubo avalanchas de rocas (piroclastos rocosos de granulometría gruesa) que se encontraban cerca de los conos volcánicos y, con menor frecuencia, caídas de bloques asociados a las lavas basálticas y andesíticas fracturadas en taludes de carretas de grandes dimensiones. Los factores condicionantes de la distribución y concentración de

estas inestabilidades de tipo superficial son: las características geomécnicas de los materiales (amplificación sísmica) y la topografía abrupta de los taludes y laderas (García, 2005; García -Flórez, 2016).

Por otra parte, se generaron también deslizamientos de grandes dimensiones, que pusieron en movimiento cientos de miles de metros cúbicos de materiales (Ej Jiboa, Veracruz, El Desague, La Leona, etc.) que presentan características diferentes a las inestabilidades superficiales mencionadas anteriormente. La mayor parte de estos grandes deslizamientos tienen mecanismos de rotura muy complejas, además de afectar a varios tipos de litologías.

El Deslizamiento de Jiboa objeto de este trabajo, pertenece a este grupo de inestabilidades que se produjo con el terremoto ($M_w = 6.6$) del 13 de febrero del 2001. Tiene 400 m de ancho y 150 m de largo con un escarpe principal de 60° y un desnivel de 50 m. Al pie se formaron materiales totalmente disgregados que bloquearon el cauce del río Jiboa, formando una presa natural (700 m de longitud, 250 m altura y 50 m de anchura) que llegó a poner en riesgo a los poblados situados aguas abajo, en caso de rotura.

Los sondeos mecánicos, la prospección geofísica y la cartografía de la zona del deslizamiento revelan que la ladera está formada por materiales con una secuencia compleja donde se mezclan, de manera no sistemática, materiales volcánicos con distintos grados de consolidación. En la parte superior de la ladera afloran capas de tierra blanca (<5 m, Unidad I); debajo se dispone una brecha volcánica no cementada (60 m, Unidad II) en la que aparecen mezclados materiales heterométricos de distinta composición y en la base de la ladera aparecen tobas andesíticas pertenecientes a la Formación Cuscatlan (Unidad III) caracterizada por la presencia de intercalaciones de capas de cenizas volcánicas con características mecánicas pobres (alta porosidad, baja densidad y micro-estructura meta-estable. Unidad IV).

Una vez determinado la posible superficie de rotura cinemáticamente compatible con la geometría observada, los análisis demuestran que en ausencia de sismicidad, la ladera es totalmente estable, con valores de $FS > 1,35$ para los parámetros mínimos y $FS > 2,0$ para los parámetros máximos y que la inestabilidad de la ladera se produciría si los valores de la aceleración sísmica superan $>1,9$ veces el valor de PGA registrado con el terremoto del 02/2001. Por otra parte, a la vista de los resultados del análisis de sensibilidad de los parámetros resistentes de las unidades que componen la ladera se puede concluir que los parámetros de las Unidades superiores (I y II) a penas contribuyen a la variación del FS. La mayor contribución se aprecia en la cohesión de la Unidad III con una variabilidad de cohesión ($\Delta FS = 0,474$) y el ángulo de rozamiento interno ($\Delta FS = 0,16$). En base a estas observaciones, se elaboró un nuevo modelo de la ladera con los parámetros medios en todas las unidades excepto en la unidad IV. La inestabilidad de la ladera se alcanza para valores de entre $0-5 \text{ kN/m}^2$ de cohesión y ángulo de rozamiento interno de 21° (muy por debajo de los valores determinados en estos materiales).

En este último caso los materiales compuestos por cenizas volcánicas que, en su estado natural presentan una cohesión alta ($> 200 \text{ KN/m}^2$) debido a la cementación química primaria de origen volcánico (al-Si-Mg), y un ángulo de fricción de hasta 33° , pueden haber sufrido una reducción importante de sus parámetros resistentes, durante la sacudida sísmica debido al fenómeno de *air-blasting*, adquiriendo valores muy bajos de cohesión y ángulo de rozamiento intern, inferiores a 10° , (Konagai, et al., 2001 y Crosta et al., 2005). Durante el temblor se produce una drástica destrucción de la estructura y cementación original de estos materiales que pierden su resistencia al corte.

Con todo ello, se concluye que las condiciones y el mecanismo de rotura en la ladera se produciría en tres fases independientes y consecutivas; *colapso / asiento-grieta-tracción / desplazamiento*. El movimiento comenzaría con el colapso de los materiales de la base de ladera (fase 1), precedido con gran asiento del bloque de materiales situados por encima y, como consecuencia, se genera una grieta de tracción en la cabecera (posiblemente siguiendo un plano o planos preexistentes) (fase 2) . Por último, el movimiento se propaga a lo largo de un plano subhorizontal localizado dentro de dichos materiales (fase 3). La presencia de discontinuidades estructurales con buzamientos altos, en la mayoría de las ocasiones superiores a 40° , con una orientación sub - paralela a la ladera, limitando el flanco izquierdo puede haber condicionado en parte el volumen de los materiales afectados por la inestabilidad y la posición de la grieta de tracción inicial

Por otra parte, el comportamiento post-rotura estaría también controlado por esta destrucción de la estructura donde los materiales pierden su resistencia al corte, produciendo un efecto de licuación, con la particularidad de que el aire juega el papel que normalmente desempeña el agua. En este estado adquieren un comportamiento que podemos llamar como quick-silt, que le permite desplazarse grandes distancias, como se ha visto en los deslizamientos de Las Colinas (735 m) y Las Barrioleras (1140 m).

REFERENCIAS

- Baum, R.L., Crone, A.J., Escobar, D., Harp, E.L., Major, J.J., Martinez, M., Pullinger, C., Smith, M.E., (2001). Assessment of landslide hazards resulting from the February 13, 2001, El Salvador Earthquake. U.S. Geological Survey Open-File Report, 01-119, 22 pp.
- Bommer, J.J., Benito, M.B., Ciudad-Real, M., Lemoine, A., López-Menjívar, M.A., Madariaga, R., Mankelow, J., Méndez de Hasbun, P., Murphy, W., Nieto-Lovo, M., Rodríguez-Pineda, C.E., Rosa, H., (2002). The El Salvador earthquakes of January and February 2001: context, characteristics and implications for seismic risk. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(5): 389–418.
- Bosse, H., Lorenz, W., Merino, A., Mihm, A., Rode, K., Schmidt-Thomé, M., Weber, H.S., y Wieseman, G. (1978). Mapa Geológico de El Salvador / América Central. En Centro de estudios e investigaciones geotécnicas para El Salvador (CIG), Misión Geológica Alemana en El Salvador, editado por H.S. Weber y G. Wieseman, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover, D-3 scale 1:100.000.

- Crosta, G.B. T, S. Imposimato, D. Roddeman, S. Chiesa, F. Moia, 2005. Small fast-moving flow-like landslides in volcanic deposits: The 2001 Las Colinas Landslide (El Salvador). *Engineering Geology*, 38: 231-243.
- Crone, A.J., Baum, R.L., Lidke, D.J., Sather, D.N.D., Bradley, L-A, y Tarr, A.C., (2001). Landslides Induced by Hurricane Mitch in El Salvador. An inventory and descriptions of selected features, U.S. Geological Survey Open-File Report: 01-0444, 24pp.
- García-Flórez, I. y Tsige, M. (2011). Geological and Structural Control of Earthquake-Induced Landslides in El Salvador. En *Landslide Science and Practice* vol. 5, editado por C. Margottini, P Canuti y K. Sassa.
- García-Flórez, I (2016). Factores geológicos-geotécnicos que controlan los deslizamientos inducidos por terremotos en zonas de alta y media actividad sísmica: caso de El Salvador Tesis doctoral. Universidad C
- Hernández, W., (2004). Características geomecánicas y vulcanológicas de las tefras Tierra Blanca Joven, Caldera de Ilopango, El Salvador. Tesis de master, Universidad Politécnica de Madrid y Universidad Politécnica de El Salvador.
- Konagai, K., Johansson, J., Mayorca, P., Yamamoto, T., Miyajima, M., Uzuoka, R., Pulido, N.E., Duran, F., Sassa, K., Fukuoka, H., 2002. Las Colinas landslide caused by the January 13, 2001 off the coast of El Salvador earthquake. *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering* 2 (1) (15 pp.).
- Harlow, D., 1993. Destructive upper crustal earthquakes in Central America since 1900. *Bulletin of the Seismological Society of America* 83 (4), 1115– 1142
- Rodríguez, C.E., Bommer, J.J., Chandler, R.J., (1999). Earthquake-induced landslides: 1980–1997. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18(5): 325–346.
- Tsige, M., I. García-Flórez, R., Capote, R., Mateos, 2008. Los grandes deslizamientos inducidos por los terremotos de El Salvador del 2001. *Geotemas* 10, SGE
- White, R.A., y Harlow, D.H., (1993). Destructive upper crustal earthquakes of Central America since 1900. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 83(4): 1115–1142.

PROYECTO EPILATES: UNA ESTRATEGIA PARA LA EVALUACIÓN DE LAS INCERTIDUMBRES ASOCIADAS A LOS MAPAS PREVISORES DE INESTABILIDADES SISMO-INDUCIDAS

**José DELGADO¹, Jesús GARRIDO², Martín J. RODRÍGUEZ-PECES³, Meaza
TSIGE³, José M. ANDREU-RODES¹, José A. PELÁEZ⁴, José J. GINER¹, Julio
ROSA⁵, Cristina MISSORI¹, Francisco J. Llinares¹, Carlos LÓPEZ-CASADO²**

¹ Departamento de Ciencias de la Tierra y Medio Ambiente
Facultad de Ciencias
Universidad de Alicante

² Departamento de Ingeniería Civil
E.T.S. de Ingeniería de Caminos, CC y PP
Universidad de Granada

³ Departamento de Geodinámica
Facultad de Geología
Universidad Complutense de Madrid

⁴ Departamento de Física
Facultad de Ciencias
Universidad de Jaén

⁵ Departamento de Física, Ingeniería de Sistemas y Teoría de la Señal
Escuela Politécnica Superior
Universidad de Alicante

RESUMEN

Las inestabilidades de ladera son frecuentemente inducidas por terremotos. Para gestionar este riesgo, se suele utilizar el denominado Método de Newmark para elaborar mapas previsores. Sin embargo, esta metodología, tal y como se está utilizando se caracteriza porque hace uso de valores únicos para cada variable que interviene en el problema. Resulta, en consecuencia, un análisis determinista, incapaz de ofrecer la incertidumbre asociada al resultado obtenido. En el presente trabajo se presentan las bases teóricas del proyecto EPILATES (Evaluación de la Peligrosidad de Inestabilidades

de Laderas asociadas a TerremotoS), basadas en la aplicación del árbol lógico para la evaluación de la peligrosidad de inestabilidades inducidas por terremotos, y la metodología que se pretende aplicar para evaluar la peligrosidad de inestabilidades sismo-inducidas en las principales vías de comunicación del S y SE de España teniendo presente las incertidumbres en el conocimiento de las variables del problema.

1. INTRODUCCIÓN

Las inestabilidades de ladera inducidas por terremotos son causa de notables pérdidas económicas y sociales (Bird y Bommer, 2004). Aproximadamente el 5% de todas las muertes ocurridas en relación con los terremotos son generadas por fenómenos de inestabilidad de laderas (Marano *et al.*, 2009). Los estudios pioneros de Keefer (1984), así como estudios recopilatorios posteriores (Rodríguez *et al.*, 1999; Delgado *et al.*, 2011a, b), han puesto de manifiesto que este fenómeno sismo-inducido es muy frecuente en la práctica y que los terremotos pueden desencadenar multitud de inestabilidades (desde centenares a decenas de miles) de forma cuasi-simultánea en amplias áreas geográficas.

Para que la sociedad pueda gestionar esta amenaza, se han desarrollado diversas metodologías para la elaboración de mapas previsores de inestabilidades sismo-inducidas. Probablemente, la metodología más utilizada en la actualidad sea la basada en el modelo del bloque rígido deslizante propuesto por Newmark (1965), la cual ha sido adaptada por el Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS) para trabajar en Sistemas de Información Geográfica, SIG (Jibson *et al.*, 1998, 2000; Jibson, 2007). Es también conocida como *Método de Newmark*. El éxito de esta metodología ha radicado en que ha sido capaz de integrar muchas de las variables que participan en el problema de forma cuantitativa, reduciendo la intervención del usuario al mínimo y facilitando la repetitividad de los resultados. Por todo ello, ha sido ampliamente utilizada (Jibson *et al.*, 2000; Luzi y Pergalani, 2000; Delgado *et al.*, 2004; Jibson y Michael, 2009; Rodríguez Peces, 2010; Rodríguez-Peces *et al.*, 2011, 2013, 2014; Rodríguez-Peces y Gordón-Pérez, 2015; entre otros).

Sin embargo, esta metodología, tal y como se está utilizando se caracteriza porque no es capaz de ofrecer la incertidumbre asociada al resultado obtenido, es decir, qué grado de variación es de esperar en el resultado final en función de la variabilidad de cada variable que participa en el cálculo. En el presente trabajo se presentan las bases teóricas del proyecto EPILATES (Evaluación de la Peligrosidad de Inestabilidades de Laderas asociadas a TerremotoS), basadas en la aplicación de la metodología del árbol lógico para la evaluación de la peligrosidad de Inestabilidades de laderas asociadas a terremotos.

2. INCERTIDUMBRES ASOCIADAS AL MÉTODO DE NEWMARK

En la elaboración de los mapas previsores de inestabilidades sismo-inducidas, el *Método de*

Newmark tiene en cuenta la geometría de la ladera (su pendiente), los materiales que la constituyen (sus propiedades geotécnicas), el tamaño de la inestabilidad (su espesor) y la severidad de la sacudida del terremoto (o escenario sísmico considerado).

Según este modelo, se produce un desplazamiento (o *desplazamiento de Newmark*, D) de la masa potencialmente inestable cada vez que el movimiento del suelo durante la sacudida excede el valor de una aceleración crítica pseudoestática para la ladera (Fig. 1). Dicha aceleración crítica (k_y) se define como el valor de aceleración que hace que el factor de seguridad de la ladera sea la unidad, y valores de aceleración superiores a k_y inducirán desplazamiento de la masa potencialmente inestable. En estudios regionales, para calcular k_y se utiliza el modelo de talud infinito (Jibson *et al.*, 2000). El uso de esta aproximación es debido a su utilidad para estudiar deslizamientos superficiales y desprendimientos, los cuales representan más del 90% de las inestabilidades inducidas por terremotos (Keefer, 2002; Jibson, 2011; Delgado *et al.*, 2013). Utilizando el talud infinito para obtener el factor de seguridad estático ($FS_{\text{estático}}$), k_y se puede calcular como (Newmark, 1965):

$$FS_{\text{estático}} = \frac{c'}{\gamma t \sin \alpha} + \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \left(1 - m \frac{\gamma_w}{\gamma} \right) \quad (1)$$

$$k_y = (FS_{\text{estático}} - 1)g \sin \alpha$$

En donde g es la aceleración de la gravedad, α es la pendiente de la ladera, c' es la cohesión del terreno (determinada en esfuerzos efectivos), ϕ' es el ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno, γ es el peso específico del terreno, γ_w es el peso específico del agua, t es el espesor del bloque rígido deslizante (medido perpendicularmente a la superficie del terreno), y m es la proporción del bloque situado bajo el nivel freático.

Este tipo de análisis puede implementarse fácilmente en un SIG, dividiendo el territorio en píxeles a los que se asignan las diversas propiedades y se calcula k_y . En estudios regionales, para las variables geotécnicas (c' , ϕ' , γ), y las variables asociadas a las inestabilidades (t , m), se ha utilizado un valor único a cada variable, resultando así un análisis determinista.

La aceleración k_y representa la resistencia de la ladera a desplazarse bajo la acción sísmica. Cuando el terremoto aplica aceleraciones superiores a k_y , se producirán desplazamientos cosísmicos en la masa (Fig. 1). Para calcular dicho desplazamiento se requiere, en teoría, el uso de acelerogramas (en general se recomienda usar entre 7 y 10 acelerogramas por análisis). Sin embargo, la identificación, selección y escalado de estos acelerogramas para su uso en estudios regionales es una tarea compleja. Por ello, en lugar de usar acelerogramas, en la práctica lo que se hace es utilizar relaciones empíricas propuestas para calcular los desplazamientos del bloque rígido deslizante utilizando las características del evento (magnitud M) y de la sacudida (aceleración pico PGA , velocidad pico PGV , Intensidad de Arias IA , etc.) y la aceleración k_y . Son los denominados *modelos empíricos de desplazamiento cosísmico*. Estas relaciones empíricas se han obtenido mediante el análisis de regresión de

miles de acelerogramas y para diversos valores umbral de k_y (Ambraseys y Menu, 1988; Jibson *et al.*, 2000; Romeo, 2000; Bray y Travasarou, 2007; Jibson, 2007; Saygili y Rathje, 2008; Rathje y Saygili, 2009; Hsieh y Lee, 2011; Chousianitis *et al.*, 2014).

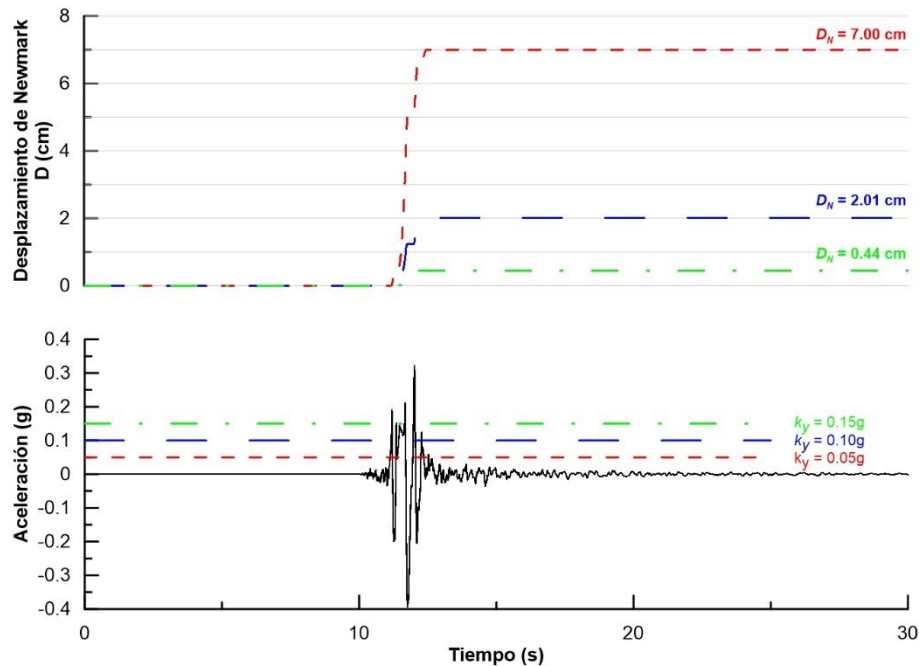


Figura 1. Desplazamientos de Newmark obtenidos con el acelerograma registrado en la estación LOR (Lorca) durante el evento de 11 de mayo de 2011 (M_w 5.1), y para diversos valores umbrales de aceleración crítica (k_y).

Los desplazamientos cosísmicos calculados no son predicciones de desplazamientos medibles en campo, sino que más bien representan una estimación verosímil de la deformación continua que ocurre en la ladera, y que puede acabar causando la inestabilidad. Como consecuencia, cuanto mayor sea el desplazamiento calculado, más probabilidad existe de ocurrencia de la inestabilidad. A partir de datos del terremoto de Northridge (1994, California), Jibson *et al.* (2000) propusieron una expresión que cuantifica la probabilidad de ocurrencia de una inestabilidad en función de los desplazamientos calculados. Leyes equivalentes se han calculado para otros terremotos (Méndez, 2007; Rodríguez-Peces *et al.*, 2013). Sin embargo, estas leyes son claramente diferentes entre sí, lo que induce a pensar que no es posible su uso indiscriminado, sino sólo en el contexto geodinámico-geomecánico donde fueron establecidas y para el tipo de inestabilidades utilizadas en su definición (tipología, tamaño, etc.). Quizás por ello, se prefiere utilizar categorías basadas en umbrales de desplazamiento cosísmico. El USGS, por ejemplo, define los siguientes niveles de peligrosidad (Jibson y Michael, 2009): Baja (Desplazamiento comprendido entre 0 y 1 cm), Moderada (1–5 cm), Alta (5–15 cm) y Muy Alta (> 15 cm).

Debido a que las expresiones determinadas por los diversos autores para calcular el desplazamiento cosísmico son función de la magnitud del evento (M) y de uno o varios parámetros de movimiento del suelo (PGA y/o PGV y/o IA, etc.), además de k_y , para realizar estudios regionales de peligrosidad de inestabilidades sismo-inducidas es necesario disponer de estudios de peligrosidad sísmica en los que se haya calculado la probabilidad anual de excedencia de una PGA (o PGV, o IA) dada debida a terremotos de magnitud M .

La integración de los datos de desplazamiento y de peligrosidad sísmica se realiza mediante las denominadas *curvas de peligrosidad de desplazamiento cosísmico* que, considerando que el movimiento del suelo viene especificado en forma de PGA, adoptan la forma de:

$$\lambda_D(x) = \sum_i \sum_k P[D > x | PGA_i, M_k] \cdot P[PGA_i, M_k] \quad (2)$$

En donde D es el *Desplazamiento de Newmark*, $P[D > x | PGA_i, M_k]$ es la probabilidad de que $D > x$ dada la ocurrencia de un nivel de aceleración PGA_i y un terremoto de magnitud M_k , y $P[PGA_i, M_k]$ es la probabilidad conjunta de ocurrencia de PGA_i y M_k . Necesariamente, estas últimas probabilidades son calculadas a partir de análisis de peligrosidad sísmica en los que se haya realizado la desagregación de la peligrosidad en función de la magnitud y la distancia (Bradley, 2010; Wang, 2014).

De acuerdo con lo expuesto, el problema de elaborar mapas previsores de inestabilidades sismo-inducidas tiene varios niveles de incertidumbre: a nivel de geotecnia de los materiales (las propiedades no son constantes en el espacio, frecuentemente tampoco a nivel de emplazamiento), a nivel de las características de las inestabilidades (tienen tamaños muy variables), a nivel de los modelos empíricos de desplazamiento cosísmico (hay disponibles más de una decena de leyes, ofreciendo resultados siempre diferentes entre sí) y, finalmente, a nivel de la propia peligrosidad sísmica. Cuando se analiza cada variable, se observa que su valor se caracteriza por una variabilidad intrínseca (rangos de variación de c'/ϕ' para cada material, variación de t , etc.) y que, además, puede existir una incertidumbre epistemológica, asociada a un incompleto conocimiento del problema (presente, por ejemplo, en algunos elementos del cálculo de la peligrosidad sísmica). Sin embargo, en la forma en que actualmente se están elaborando los mapas previsores de inestabilidades sismo-inducidas, resulta que no se están teniendo en cuenta esta variabilidad de cada variable del problema (con la única excepción de los datos procedentes de los estudios de peligrosidad sísmica, cuando éstos son utilizados).

En el momento actual, en consecuencia, se desconoce la incertidumbre asociada a los mapas previsores de inestabilidades sismo-inducidas. Una forma de integrar estas incertidumbres ha sido considerar, para cada variable, los valores más desfavorables posibles. Sin embargo, el problema de usar esta aproximación es que los mapas resultantes se caracterizan por ser muy conservadores, con una inflación de la peligrosidad, en donde gran parte del territorio es asignado a las categorías de mayor peligrosidad (Jibson, 2011).

Ha habido estudios previos que han tratado de integrar parte de estas incertidumbres mediante la realización de modelizaciones estadísticas (Refice y Capolongo, 2002; Murphy y Mankelow, 2004; Delgado *et al.*, 2006), o analizando varios casos, asignando diferentes valores a alguna de las variables, para ver su efecto en el mapa resultante (Rodríguez-Peces, 2010). Sin embargo, estos análisis son aún poco frecuentes y resultan incompletos, pues sólo se han considerado algunas de las variables del problema.

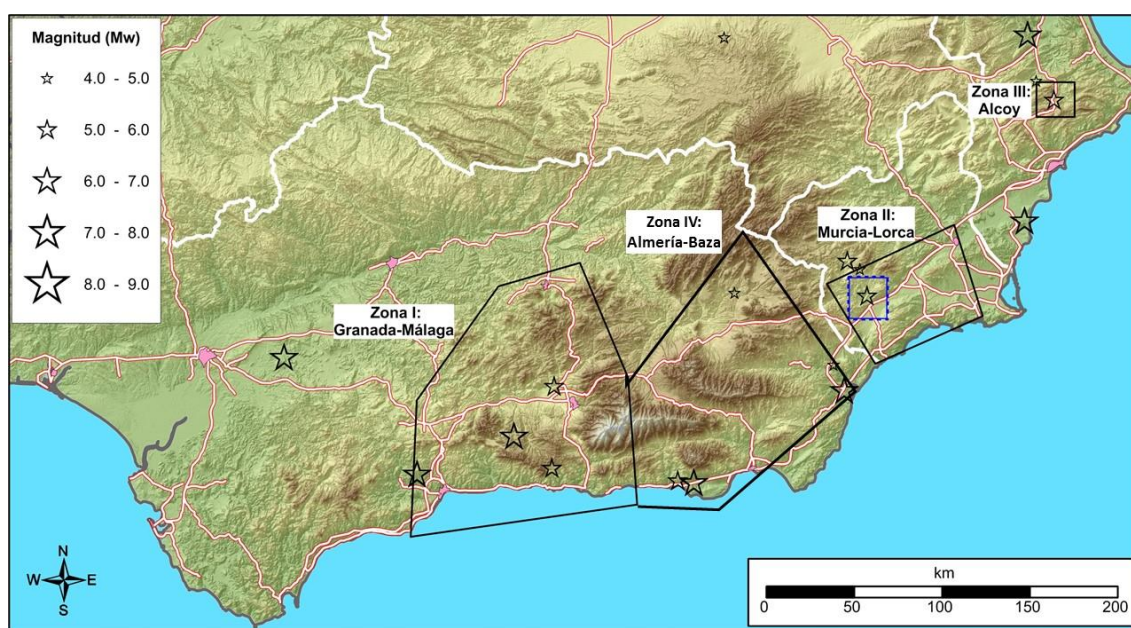


Figura 2. Zonas de estudio definidas en el proyecto EPILATES. Se incluyen los epicentros de aquellos terremotos que han inducido inestabilidades de ladera en el pasado.

3. EL PROYECTO EPILATES

La correcta evaluación del Riesgo Sísmico implica no sólo una valoración de la severidad de la sacudida (como en los estudios de Peligrosidad Sísmica), sino también de los fenómenos que ésta puede inducir, como son las inestabilidades de ladera. El objetivo del proyecto EPILATES es, aplicando el *Método de Newmark*, elaborar mapas previsores de inestabilidades sismo-inducidas a lo largo de las principales vías de comunicación del S y SE de la España (Fig. 2). Este trabajo se pretende incorporar, además, las incertidumbres existentes en los diversos parámetros que participan en esta metodología. Con ello se realizará una valoración lo más exacta posible de la realidad de una región sísmicamente activa respecto a los movimientos de ladera sismo-inducidos.

La incorporación de las incertidumbres se pretende realizar mediante el uso de la metodología del árbol lógico (Kulkarni *et al.*, 1984). Para ello, se identifican diferentes

valores posibles para cada parámetro que interviene en el *Método de Newmark* (Fig. 3), y luego se asigna un peso al resultado obtenido de utilizar dichos parámetros, el cual reflejará el grado de conocimiento de las incertidumbres asociadas al mismo (Bommer y Scherbaum, 2008).

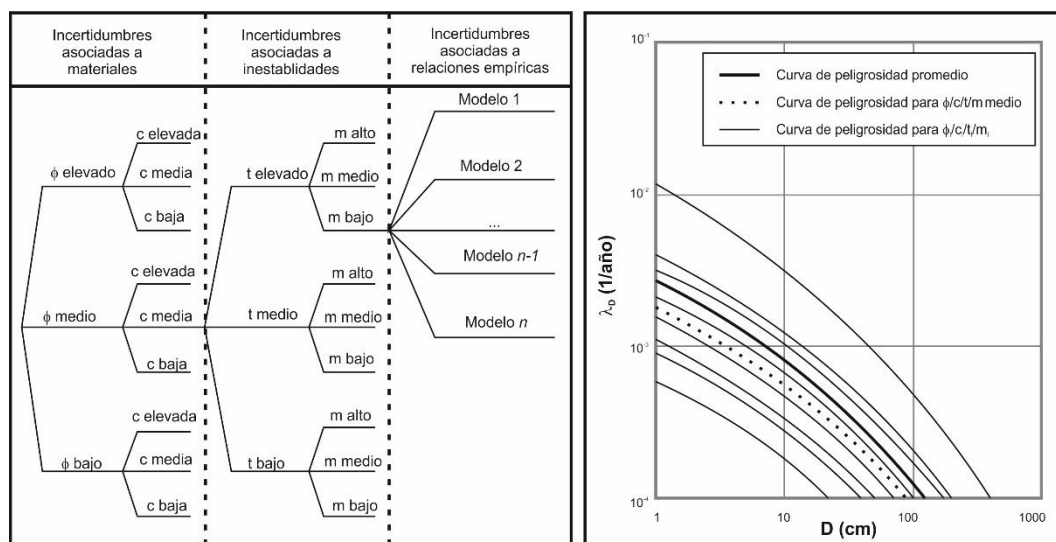


Figura 3. Metodología del árbol lógico aplicada al estudio de inestabilidades de ladera sismo-inducidas (modificado de Wang y Rathje, 2015).

La metodología de trabajo está resumida en la Figura 4. Para caracterizar las propiedades geotécnicas de los materiales, se ha contactado con las administraciones públicas para obtener los anejos geológicos y geotécnicos disponibles en relación con los proyectos de construcción, conservación, etc., de las vías de comunicación. Igualmente, se están recopilando informes geotécnicos de edificación en las inmediaciones de las vías, y cualquier otra información geotécnica disponible (publicaciones, tesis doctorales, etc.). La información recopilada se está incorporando a una base de datos diseñada al efecto, la cual se puede importar como geodatabase en ArcGIS. En el momento de la redacción de este trabajo (abril de 2017), esta base de datos contiene 870 registros de sondeos y catas, y 2399 registros de muestras ensayadas (uno o varios ensayos). Esta información está permitiendo conocer los parámetros geotécnicos que participan en el cálculo del factor de seguridad de las laderas (Ec. 1) y su distribución espacial, así como su variabilidad.

Para gestionar esta variabilidad geotécnica, y antes de proceder a calcular los mapas previsores, es necesario establecer qué relaciones empíricas se van a utilizar para el cálculo del *desplazamiento de Newmark*, D , y qué pesos se aplicarán en cada rama del árbol lógico, así como re-evaluar la peligrosidad sísmica, realizando una desagregación por fuentes sísmicas y magnitudes para cada emplazamiento.

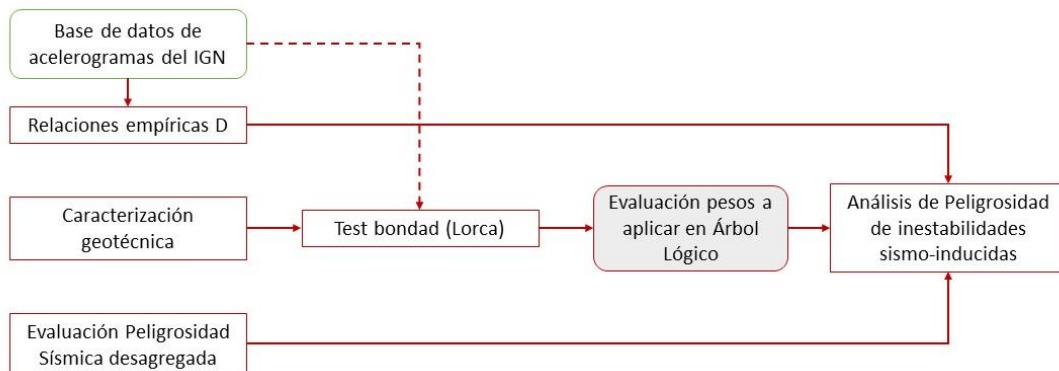


Figura 4. Metodología de trabajo del proyecto EPILATES.

Varios autores han establecido relaciones empíricas para calcular el desplazamiento de Newmark (ver epígrafe 2). Las mismas se han obtenido del análisis de acelerogramas a nivel nacional o mundial. Sin embargo, ningún autor ha utilizado datos procedentes de la Península Ibérica. Es por ello que en el marco del proyecto se está preparando una específica para España a partir de la base de datos de acelerogramas registrada por el Instituto Geográfico Nacional (IGN), así como por organismos equivalentes de Portugal. Actualmente, estos datos han sido ya procesados y calculados los desplazamientos de Newmark resultantes para diversos valores umbrales de aceleración crítica mediante un software específico, desarrollado en el marco del proyecto.

La aplicación de la metodología del árbol lógico da lugar a que por cada parámetro que interviene en el análisis (o nodo del árbol) van a surgir ramas, tantas como valores discretos puede adoptar dicho parámetro, hasta considerar así todas aquellas variables que participan en el análisis. Como consecuencia, al finalizar el análisis no se obtiene una curva única de peligrosidad de desplazamiento cosísmico D , sino todo un conjunto de ellas (Fig. 3). La peligrosidad media es calculada a partir de todas estas curvas de peligrosidad mediante la aplicación de pesos a cada una, en función de la confianza tenida en los datos utilizados para obtener dicha curva. Dicha peligrosidad media viene dada por:

$$\overline{\lambda_D} = \sum_{i=1}^n w_i \lambda_D(x)_i \quad (3)$$

En donde $\overline{\lambda_D}$ es la probabilidad anual media de excedencia de un desplazamiento x , $\lambda_D(x)_i$ es la probabilidad de desplazamiento para la rama i del árbol lógico para un desplazamiento x , y w_i es el peso asociado a la rama i del árbol lógico. La suma los pesos de las ramas que parten de un nodo dado debe ser siempre la unidad.

La evaluación de los pesos de cada rama del árbol lógico se realizará en fases más avanzadas del proyecto. Se calculará a partir de los datos del terremoto de Lorca de 2011 (M_w 5.1). Se hará uso del inventario de inestabilidades inducidas por el terremoto de Lorca de 2011 (Alfaro *et al.*, 2012) y de la información geotécnica (Fig. 5).

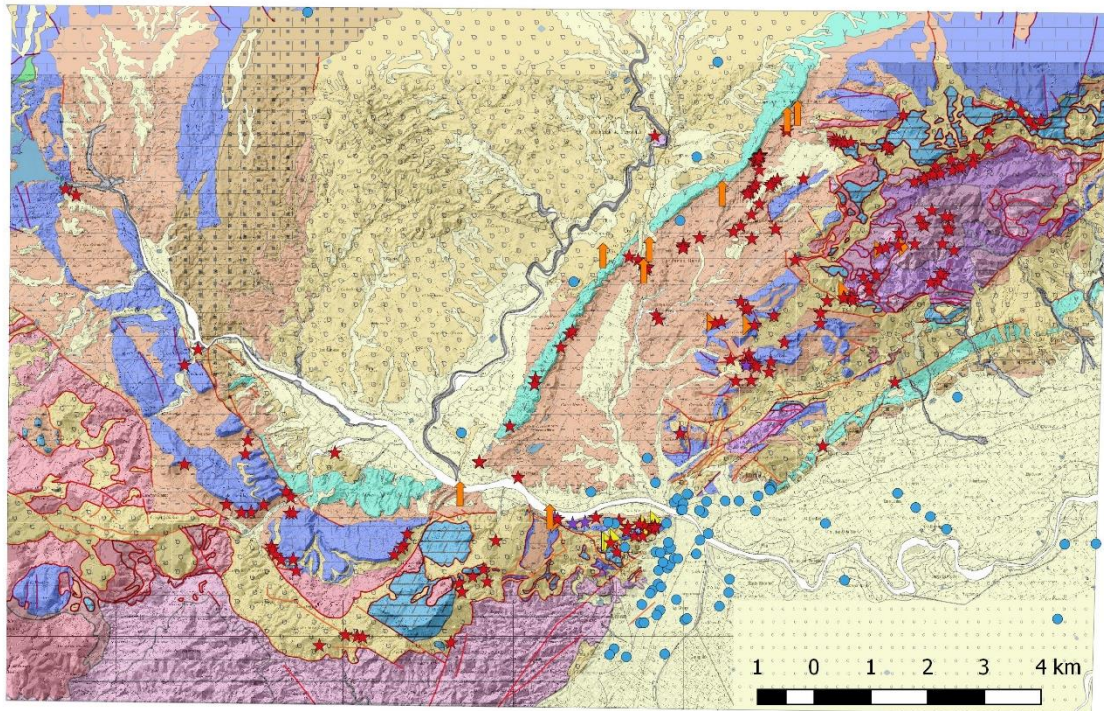


Figura 5. Localización de información disponible del área de Lorca. Leyenda de símbolos: Círculos - sondeos; Estrellas - inestabilidades inducidas por el terremoto de 2011; Flechas - puntos de toma de muestras inalteradas en formaciones de tipo suelo; Triángulos - estaciones geomecánicas. No se han representado los datos disponibles de los túneles de la autovía A-70.

De cada parámetro geotécnico (c , ϕ) y de las inestabilidades (t , m) se obtendrán tres valores (mínimo, media y máximo) de acuerdo con el procedimiento propuesto por Keefer y Bodily (1983). Los datos sismológicos necesarios para aplicar los modelos empíricos de cálculo de *desplazamiento de Newmark* D serán fijos y corresponderán a los valores experimentales del terremoto: magnitud (M_w) 5.1 y PGA variable (establecidos a partir de los registros de aceleración del terremoto). La densidad (o el peso específico) de los materiales no se incluirá en la evaluación del árbol lógico debido a su pequeño rango de variación y a su menor contribución en la variación del factor de seguridad de las laderas.

El análisis comparado de los desplazamientos cosísmicos resultantes (en función de c , ϕ , t y m) con el inventario de inestabilidades (Alfaro *et al.*, 2012) permitirá establecer un peso a cada una de estas combinaciones de parámetros, de manera que se primaran aquellas soluciones que con una mínima superficie de territorio afectado por un cierto nivel de desplazamiento cosísmico, se obtenga el porcentaje de éxito más elevado. Los pesos así establecidos se pretenden aplicar al resto de zonas de estudio.

4. CONCLUSIONES

- La metodología de Newmark para elaborar mapas previsores de inestabilidades sismo-inducidas hace uso de variables que están afectadas por una variabilidad intrínseca (como los parámetros geotécnicos) o bien puede existir una incertidumbre epistemológica, asociada a un conocimiento incompleto del problema. Actualmente, son muy pocos los estudios realizados que tienen en cuenta la incertidumbre de cada variable del problema.
- Se ha diseñado un proyecto (EPILATES) que pretende conocer las incertidumbres asociadas a las diversas variables de esta metodología.
- El proyecto EPILATES ha sido diseñado para aplicar la metodología del árbol lógico para la elaboración de mapas previsores de inestabilidades de ladera en las principales vías de comunicación del sur y sureste de España. Con esta metodología se pretende tener en cuenta las incertidumbres asociadas a cada variable que participa en la evaluación de la peligrosidad.
- Las actividades del proyecto están sirviendo para establecer, entre otros aspectos, la más extensa base de datos geotécnicos de materiales de la Cordillera Bética, de potencial interés para otros usuarios (administraciones, investigadores, particulares, etc.) en otros estudios, así como software especializado, útil para análisis de estabilidad en condiciones dinámicas (<https://dctma.ua.es/es>).

5. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado el Ministerio de Economía y Competitividad (MINECO) y por fondos FEDER (UE) en el marco del proyecto EPILATES (CGL2015-65602-R).

REFERENCIAS

- Alfaro, P., Delgado, J., García-Tortosa, F.J., Lenti, L., López, J.A., López-Casado, C., Martino, S., 2012. Widespread landslides induced by the Mw 5.1 earthquake of 11 May 2011 in Lorca, SE Spain. *Engineering Geology*, 137-138: 40-52.
- Ambraseys, N.N., Menu, J.M., 1988. Earthquake-induced ground displacements. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16: 985–1005.
- Bird, J.F., Bommer, J., 2004. Earthquake losses due to ground failure. *Engineering Geology*, 75: 147-179.
- Bradley, B.A., 2010. A generalized conditional intensity measure approach and holistic ground motion selection. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39: 1321–1342.
- Bray, J. D., Travararou, T., 2007. Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering*, 133: 381–392.
- Chousianitis, K., Del Gaudio, V., Kalogeras, I., Ganas, A., 2014. Predictive model of Arias intensity

- and Newmark displacement for regional scale evaluation of earthquake-induced landslide hazard in Greece. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 65: 11–29
- Delgado, J., Peláez, J.A., Tomás, R., López Casado, C., Estévez, A., Doménech, C., Cuenca, A., 2004. Susceptibilidad a movimientos de ladera inducidos por terremotos en Alcoy (Alicante) y sectores adyacentes. *Geotemas*, 6: 285-288.
- Delgado, J., Garrido, J., López Casado, C., Martino, S., Peláez, J.A., 2011a. On the far field occurrence of seismically induced landslides. *Engineering Geology*, 123: 204-213.
- Delgado, J., Peláez, J.A., Tomás, R., Estévez, A., López Casado, C., Doménech, C., Cuenca, A., 2006. Evaluación de la susceptibilidad de las laderas a sufrir inestabilidades inducidas por terremotos: Aplicación a la cuenca de drenaje del río Serpis (provincia de Alicante). *Revista de la Sociedad Geológica de España*, 19: 197-218.
- Delgado, J., Peláez, J.A., Tomás, R., García-Tortosa, F., Alfaro, P., López Casado, C., 2011b. Seismically-induced landslides in the Betic Cordillera (S Spain). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31: 1203-1211.
- Delgado, J., Marques, S.F.S., Vaz, T., 2013. Movimientos de ladera inducidos por terremotos en España y Portugal. *Cuaternario y Geomorfología*, 27: 5-32.
- Hsieh, S.Y., Lee, C.T., 2011. Empirical estimation of the Newmark displacement from the Arias intensity and critical acceleration. *Engineering Geology*, 12: 34-42.
- Jibson, R.W., 2007. Regression models for estimating coseismic landslide displacement. *Engineering Geology*, 91: 209-218.
- Jibson, R. W., 2011. Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes—A retrospective. *Engineering Geology*, 122: 43-50.
- Jibson, R.W., Harp, E.L., Michael, J.A., 1998. *A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps—an example from the Los Angeles, California, area*. U.S. Geological Survey Open-File Report 98–113.
- Jibson, R.W., Harp, E.L., Michael, J.A., 2000. A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps. *Engineering Geology*, 58: 271-289.
- Jibson, R. W., Michael, J. A., 2009. *Maps showing seismic landslide hazards in Anchorage, Alaska*. U.S. Geological Survey Scientific Investigations Map 3077, scale 1:25,000, 11-p.
- Keefer, D.K., 1984. Landslides caused by earthquakes. *Bulletin of the Geological Society of America*, 95: 406-421.
- Keefer, D. K., 2002. Investigating landslides caused by earthquakes - a historical review. *Surveys in Geophysics*, 23: 473-510.
- Keefer, D.L., Bodily, S.E., 1983. Three Point Approximations for Continuous Random Variables. *Management Science*, 595-609.
- Kulkarni, R.B., Youngs, R.R., Coppersmith, K.J., 1984. Assessment of Confidence Intervals for results of Seismic Hazard Analysis. *Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, Vol. I, 263–270.
- Luzi, L., Pergalani, F., Terlien, M.T.J., 2000. Slope vulnerability to earthquakes at subregional scale, using probabilistic techniques and geographic information systems. *Engineering Geology*, 58: 313-336.
- Marano, K.D., Wald, D.J., Allen, T.I., 2009. Global earthquake casualties due to secondary effects: a quantitative analysis for improving rapid loss analyses. *Natural Hazards*, 52: 319–328.
- Méndez, A., 2007. *Cartografía de Peligrosidad de movimientos de ladera en condiciones dinámicas en El Salvador*. Trabajo Fin de Carrera, Ingeniería Geológica. Universidad de Alicante.
- Murphy, W., Mankelaw, J.H., 2004. Obtaining probabilistic estimates of displacements on a landslide during future earthquakes. *Journal of Earthquake Engineering*, 8: 133-157.

- Newmark, N.M., 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. *Géotechnique*, 15: 139-160.
- Rathje, E.M., Saygili, G., 2009. Probabilistic assessment of earthquake-induced sliding displacements of natural slopes. *Bulletin of New Zealand Society of Earthquake Engineering*, 42: 18-27.
- Refice, A., Capolongo, D., 2002. Probabilistic modeling of uncertainties in earthquake-induced landslide hazard assessment. *Computers & Geosciences*, 28: 735-749.
- Rodríguez, C.E., Bommer, J.J., Chandler, R.J., 1999. Earthquake-induced landslides: 1980-1997. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18: 325-346.
- Rodríguez-Peces, M.J., 2010. *Analysis of earthquake-triggered landslides in the South of Iberia. Testing the use of Newmark's method at different scales*. Tesis doctoral. Universidad de Granada.
- Rodríguez-Peces, M.J., García-Mayordomo, J., Azañón, J.M., Jabaloy, A., 2014. GIS application for regional assessment of seismically induced slope failures in the Sierra Nevada Range, South Spain, along the Padul Fault. *Environmental Earth Sciences*, 72: 2423-2435.
- Rodríguez-Peces, M.J., García-Mayordomo, J., Martínez-Díaz J.J., 2013. Slope instabilities triggered by the 11th May 2011 Lorca earthquake (Murcia, Spain): comparison to previous hazard assessments and proposition of a new hazard map and probability of failure equation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12: 1961-1976.
- Rodríguez-Peces, M.J., Gordón-Pérez, D., 2015. Análisis automático de la susceptibilidad de las inestabilidades de laderas provocadas por terremotos en un sector de la cordillera de los Andes, Ecuador. *Boletín de la Sociedad Geológica de España*, 28: 91-104.
- Rodríguez-Peces, M.J., Pérez-García, J.L., García-Mayordomo, J., Azañón, J.M., Insua-Arévalo, J.M., Delgado, J., 2011. Applicability of Newmark method at regional, sub-regional and site scales: seismically induced Bullas and La Peca rock-slide cases (Murcia, SE Spain). *Natural Hazards*, 59: 1109-1124.
- Romeo, R., 2000. Seismically induced landslide displacements: a predictive model. *Engineering Geology*, 58: 337-351.
- Saygili, G., Rathje, E.M., 2008. Empirical predictive models for earthquake-Induced sliding displacements of slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134: 790–803.
- Wang, Y., 2014. *Probabilistic assessments of the seismic stability of slopes: improvements to site-specific and regional analyses*. Doctoral Dissertation, University of Texas at Austin, Austin, TX
- Wang, Y., Rathje, E.M., 2015. Probabilistic seismic landslide hazard maps including epistemic uncertainty. *Engineering Geology*, 196: 313-324.

ANÁLISIS DE SERIES TEMPORALES DE MOVIMIENTOS DE LADERA MEDIANTE HERRAMIENTAS WAVELET: FUNDAMENTO Y EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Roberto TOMÁS*, Juan Manuel LÓPEZ SÁNCHEZ†, Zhenhong LI††

* Departamento de Ingeniería Civil.
Escuela Politécnica Superior
Universidad de Alicante

† Departamento de Física, Ingeniería de Sistemas y Teoría de la Señal
Escuela Politécnica Superior
Universidad de Alicante

†† School of Civil Engineering and Geosciences
Faculty of Science, Agriculture & Engineering
Newcastle University

RESUMEN

La interpretación de series temporales de movimientos de ladera es un gran reto para poder entender las relaciones existentes entre los factores desencadenantes y sus desplazamientos medidos. Esta relación supone un aspecto clave para la comprensión del comportamiento del movimiento de ladera, sus mecanismos y el posterior diseño y adopción de medidas correctoras. Las herramientas wavelet proporcionan una eficiente herramienta para el análisis espectral de estas series temporales. En el presente trabajo se presentan las siguientes herramientas wavelet: a) transformada wavelet continua (CWT), b) la transformada wavelet cruzada (XWT), y c) la coherencia wavelet (WTC). La CWT permite analizar los registros de series temporales en el espacio tiempo-frecuencia con el objeto de identificar periodicidades intermitentes (i.e. estacionales). De forma parecida, el uso de las herramientas XWT y WTC permite identificar potencia común y la fase relativa (i.e. retardo temporal entre la actuación del factor y el desplazamiento de la masa inestable), respectivamente, entre dos registros de series temporales en el espacio frecuencia-tiempo. En el presente trabajo se describen brevemente estas herramientas wavelet mostrando su potencial de uso en el análisis de estacionalidades de series temporales. Posteriormente, se lleva a cabo la aplicación de estas técnicas en diversos casos sintéticos, así como a las series temporales de un movimiento de ladera.

1. INTRODUCCIÓN

El estudio de la relación existente entre los factores desencadenantes de movimientos de ladera, como la lluvia y su cinemática, constituye un aspecto clave para entender el comportamiento de la ladera, sus mecanismos y llevar a cabo un diseño efectivo de las medidas correctoras. Estas relaciones han sido ampliamente estudiadas en la literatura científica (e.g. Wasowski, 1998; Corominas y Moya, 1999; Li *et al.*, 2010).

Habitualmente, cuando se observa cierta similitud entre la estacionalidad de los movimientos de la ladera y los factores desencadenantes, las relaciones existentes entre ambas series temporales se estudian a través de interpretaciones cualitativas o correlaciones directas en el dominio de la frecuencia, suponiendo que los procesos subyacentes son estacionarios en el tiempo (Grinsted *et al.* 2004). En estos casos, el análisis de la serie temporal a través de la transformada de Fourier permite identificar los periodos o frecuencias dominantes para todo el periodo de tiempo considerado, renunciando a la información temporal. En otras palabras, en el análisis de Fourier no es posible conocer en qué momentos de la serie temporal se dan las frecuencias identificadas ni si estas son constantes a lo largo del tiempo.

Sin embargo, la transformada wavelet continua (CWT) permite analizar las series temporales en el dominio tiempo-frecuencia, permitiendo así la identificación de periodicidades intermitentes (Grinsted *et al.*, 2004) que afectan a la cinemática de los movimientos de ladera. Además, cuando se comparan dos series temporales, las herramientas de transformada wavelet cruzada (XWT), y coherencia wavelet (WTC) permiten el reconocimiento de la potencia común y la fase relativa en el espacio tiempo-frecuencia, respectivamente, además de la evaluación de la coherencia significativa y los niveles de confianza frente al ruido rojo (Torrence y Compo 1998). En consecuencia, estas herramientas son muy útiles para explorar patrones estacionales que podrían tener retardos de tiempo en la relación causa-efecto que es definido por la fase de la XWT o WTC).

En el presente trabajo se presentan brevemente estas herramientas wavelet mostrando su potencial de uso en el análisis de estacionalidades de series temporales de movimientos de ladera. Posteriormente, se lleva a cabo la aplicación de estas técnicas a diversos casos sintéticos, así como a las series temporales de un movimiento de ladera.

2. HERRAMIENTAS WAVELET

Transformada wavelet continua (CWT)

La CWT resulta de gran utilidad para el análisis de series temporales individuales. Constituye una alternativa al clásico análisis de Fourier, presentando algunas ventajas notables respecto a este último. El resultado de la CWT se representa habitualmente como una imagen bidimensional de dos ejes correspondientes al tiempo (e.g. la fecha de

adquisición de las lecturas) y a la frecuencia o período (T) de los patrones de tiempo. Por lo tanto, las posiciones con valores elevados en la representación de la CWT indican la presencia de periodos de tiempo significativos (i.e. periodicidades) en instantes o fechas determinadas. La figura 1 muestra varios ejemplos de CWT. Los ejemplos mostrados en las Figuras 1a a d corresponde a series temporales estacionarias, cuya frecuencia se mantiene constante a lo largo del tiempo. Sin embargo, las señales representadas en las Figuras 1e y f no son estacionarias, puesto que la frecuencia varía a lo largo del tiempo. Las características principales de la CWT quedan resumidas en la Tabla 1.

Herramienta wavelet	Número de series temporales analizadas	Significado de la magnitud	Significado de la fase	Resolución tiempo-frecuencia
Transformada wavelet continua (CWT)	1	Presencia de patrones	-	Original
Transformada wavelet cruzada (XWT)	2	Patrones temporales con gran potencia en ambas series	Retardo entre ambas series temporales	Original
Coherencia wavelet (WTC)	2	Patrones temporales similares en ambas series temporales	Retardo entre ambas series temporales	Degradada

Tabla 1. Resumen de las propiedades principales de las herramientas wavelet (Tomás *et al.*, 2016).

Transformada wavelet cruzada (XWT) y coherencia wavelet (WTC)

Cuando necesitamos analizar la relación entre dos fenómenos diferentes a lo largo del tiempo (e.g. para determinar las relaciones existente entre los desplazamientos estacionales de una ladera y las precipitaciones), podemos combinar dos CWT individuales utilizando las herramientas XWT o WTC definidas y descritas en detalle por Grinsted *et al.* (2004).

La XWT se calcula multiplicando la CWT de una serie temporal por el conjugado complejo del CWT de la segunda serie temporal. La XWT resultante es una representación 2-D de números complejos. El valor absoluto del XWT será alto en las áreas de tiempo-frecuencia donde ambas CWT muestran valores altos, permitiendo así identificar patrones temporales comunes en los dos conjuntos de datos. Asimismo, la fase de la XWT (representada por el ángulo que forma la flecha $\Delta\theta$, medido en sentido antihorario) indica el retardo temporal (Δt) existente entre las dos series temporales. Por ejemplo, será 0° (la flecha apunta hacia la derecha) cuando las dos series temporales coincidan en el tiempo (es decir, cuando se encuentren en fase), mientras que estará alrededor de 180° si están en anti-fase (es decir,

una alcanza su valor máximo cuando la otra alcanza el mínimo y viceversa). Para valores de fase ($\Delta\phi$) intermedios podremos calcular el desfase temporal entre ambas series mediante la expresión:

$$\Delta t = \frac{\Delta\phi \times T}{2\pi} \quad (1)$$

siendo T el periodo y $\Delta\phi$ el desfase entre las dos señales expresado en radianes.

Por otra parte, la WTC se define como la coherencia entre los dos CWT, medidos en el dominio 2-D tiempo-frecuencia. Se calcula mediante la correlación cruzada normalizada entre ellos, incluyendo un operador de suavizado que opera en ambos dominios (tiempo y frecuencia o escala). En otras palabras, WTC es el resultado de la normalización de una versión suavizada de la XWT. Su valor absoluto será alto (es decir, cercano a 1) en aquellas áreas del plano de frecuencia temporal en el que el patrón tiempo-frecuencia es similar localmente (es decir, coherente) en las dos CWT. En contraste con la XWT, no hay ningún requisito de valores grandes en ambas CWTs para producir una alta coherencia, por lo que es especialmente útil para detectar similitudes adicionales entre dos conjuntos de datos. Estas similitudes dependen sólo de la forma del patrón tiempo-frecuencia en sí y no de la potencia de componentes particulares en el CWT. La interpretación de la información de fase es la misma que para la XWT, ya que se calculan de la misma manera, con la excepción del operador de suavizado utilizado en la WTC. Finalmente, es importante notar que la operación de suavizado requerida para la WTC degrada la resolución del resultado en el dominio tiempo-frecuencia.

Las características principales de la XWT y la WTC quedan resumidas en la Tabla 1.

Estrategias para la aplicación de las herramientas wavelet

Un aspecto importante a tener en cuenta a la hora de aplicar el análisis wavelet es que los datos de entrada de todas las series temporales a analizar han de estar equiespaciados en el tiempo, es decir, muestreados uniformemente con un mismo intervalo de tiempo δt . En el ámbito de la monitorización de taludes y laderas, a menudo nos encontramos con que existen registros con intervalos temporales sin información disponible debido a roturas, fallos o tareas de mantenimiento de los equipos de medida, existencia de medidas erróneas o inválidas, etc. En estos casos, para poder aplicar las herramientas wavelet presentadas en este trabajo será preciso llevar a cabo una estrategia de muestreo consistente en una interpolación lineal de los valores para las fechas para las que no existen datos (Tomás *et al.*, 2016). Téngase en cuenta que los valores interpolados linealmente no introducen falsos periodos dado que su carácter lineal produce una componente de corriente constante o continua (DC) en el dominio de la frecuencia. No obstante, si los muestreos son muy irregulares y las separaciones entre datos son importantes, este procedimiento puede

introducir falsas componentes de señal en los espectros, por lo que este procedimiento no sería válido.

Una vez interpoladas las medidas no disponibles, el siguiente paso consiste en llevar a cabo un ajuste por mínimos cuadrados a la serie temporal para poder separar la componente lineal de la serie temporal de la no lineal (Tomás *et al.*, 2016). Por último, las herramientas wavelet serán aplicadas a la serie temporal correspondiente a la componente no lineal.

Es importante tener en cuenta que, puesto que el análisis wavelet lleva a cabo un análisis tiempo-frecuencia de la señal, haciendo uso de esta metodología solamente podremos identificar fenómenos cíclicos con periodos temporales iguales o mayores a los del intervalo de muestreo (δt) empleado. Dicho de otro modo, si la frecuencia de toma de datos de la serie temporal es, por ejemplo, mensual, no será posible la identificación de estacionalidades diarias o semanales.

3. CASOS PRÁCTICOS

Casos sintéticos

Con el fin de explicar de forma sencilla el significado de las herramientas wavelet en este apartado se incluyen ejemplos de aplicación a diversas señales sintéticas.

En primer lugar se muestra la aplicación de la CWT a las siguientes series temporales sintéticas (Figura 1): a) tendencia sinusoidal con un periodo de un año (365 días); b) tendencia sinusoidal con un periodo de 180 días; c) adición de las señales de los apartados a) y b); d) una serie temporal atenuada de frecuencia constante; e) una serie sinusoidal temporal de periodo variable por intervalos en el tiempo; y f) una serie temporal de periodo variable gradualmente en el tiempo.

Como puede apreciarse, la CWT permite conocer el periodo de cada una de las series temporales, así como su distribución en el tiempo. Por ejemplo, en la Figura 1a se observa como la serie temporal constituye una señal estacionaria (e.g. de precipitación) cuyo periodo es constante para todo el intervalo de tiempo analizado, quedando representado por la franja de color rojo que presenta una mayor potencia. La serie temporal 1c se obtiene por adición de dos señales estacionarias de diferente periodo (Figuras 1a y b) y por tanto el espectro wavelet proporciona dos franjas alineadas en los periodos de las señales estudiadas (365 y 180 días) que se extienden durante todo el periodo de observación. La serie temporal de la Figura 1d corresponde a una serie temporal en la que existe un amortiguamiento de la magnitud medida sin que se produzca variación del periodo. Por ello, el periodo, representado por la franja roja, es constante a lo largo de todo el intervalo de tiempo analizado. En la Figura 1e se representa una serie temporal en la que se observan tres intervalos de tiempo con periodos distintos. Como puede observarse, la CWT muestra (a

través de la franja de color rojo con elevada potencia) que la señal analizada presenta tres periodos diferentes y constantes dentro de cada uno de los intervalos analizados. Por último, la serie temporal de la Figura 1f muestra un registro de frecuencia variable en el tiempo. La CWT muestra claramente la variación gradual de la frecuencia a lo largo del tiempo. En todos los casos, el análisis wavelet permite identificar de forma efectiva los periodos (o frecuencias) de la serie temporal de las magnitudes medidas.

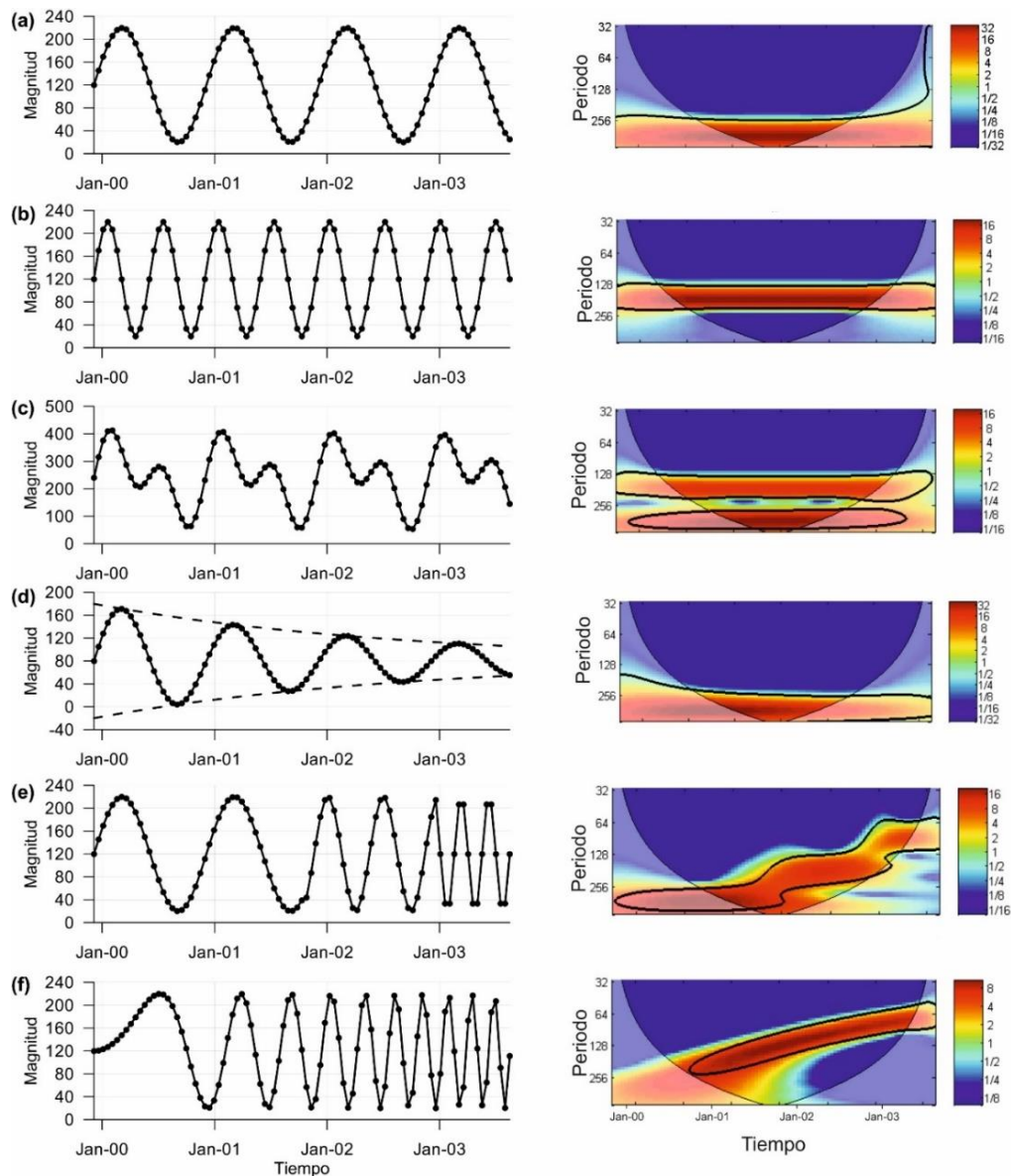


Fig. 1. Serie temporales sintética: a) sinusoidal de periodo 1 año; b) sinusoidal de periodo 180 días; c) resultante de la suma de las series temporales a) y b); d) amortiguada (periodo constante de 365 días); e) de periodo variable en el tiempo (tramificada en el tiempo); f) de frecuencia variable linealmente con el tiempo.

Por otro lado, se ilustra la relación entre registros de series temporales (e.g. desplazamientos y lluvia) a través de los análisis XWT y WTC de diversas combinaciones con la misma frecuencia y las siguientes situaciones (Figura 2): a) series en fase (i.e. con un desfase de 0°); b) y c) series con desfase de 130° y 230° , respectivamente; e) series en antifase (i.e. con un desfase de 180°).

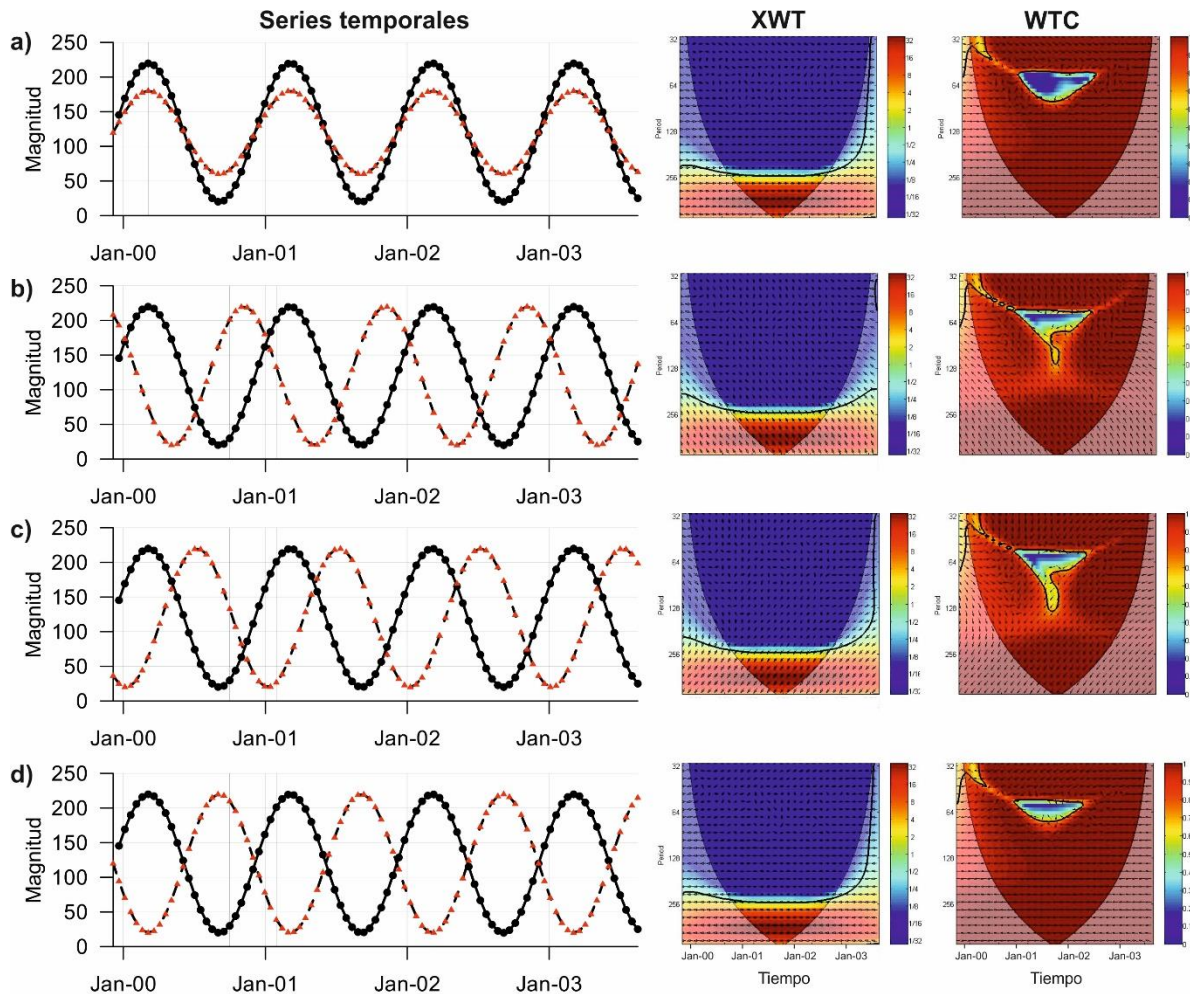


Figura 2. Relaciones entre series temporales: (a) en fase ($\Delta\theta=0^\circ$ y $\Delta t=0$ días); (b) con desfase $\Delta\theta=130^\circ$ y $\Delta t=131$ días; (c) con desfase $\Delta\theta=230^\circ$ y $\Delta t=233$ días; y (d) en antifase ($\Delta\theta=180^\circ$ y $\Delta t=182$ días).

Como puede observarse en la Figura 2, la XWT y WTC muestran una coincidencia en el ámbito de la frecuencia, puesto que ambas señales presentan el mismo valor frecuencial. Sin embargo, las flechas que proporcionan información sobre el desfase entre ambas señales

muestran en cada caso una fase diferente. Esta fase, representada por el ángulo que forman las flechas con la horizontal, indica el retardo temporal existente entre las dos series temporales (e.g. el retardo que existe entre la precipitación y la reactivación del movimiento de ladera). En la Figura 2a, ambas señales se encuentran en fase, por lo que la flecha apunta hacia la derecha proporcionando un valor de desfase de 0° o lo que es lo mismo, un retardo entre ambas señales de 0 días. De forma contraria, en el ejemplo mostrado en la Figura 2d las señales comparadas se encuentran en antifase u oposición de fase, por lo que la flecha apunta hacia la izquierda (i.e. el desfase es de 180° y el retardo entre las dos series es de medio año) y cuando una serie temporal alcanza su valor máximo la otra alcanza su registro mínimo. Las figuras 2b y c muestran situaciones intermedias a las descritas anteriormente en las que existen desfases de 130° y 230° , respectivamente, entre ambas series que implica retardos temporales de 131 y 233 días, respectivamente.

Caso real

En este apartado, se muestra la aplicación de las herramientas wavelet a un caso real correspondiente a uno de los movimientos de ladera más grandes de Las Tres Gargantas (China) que fue reactivado tras el llenado del embalse. Este movimiento de ladera complejo ha sido monitorizado mediante Interferometría SAR Diferencial siendo clasificado según sus tasas de desplazamiento como "Muy lento" o "Extremadamente lento" (Liu 2013; Tomás *et al.*, 2014) de acuerdo con la clasificación de Cruden y Varnes (1996). El movimiento de ladera consta de cuatro grandes cuerpos inestables diferentes (i.e. Garden Spot landslide, Substation landslide, Slumping Mass I# y II#), así como otras inestabilidades menores (Chen *et al.* 2008; Jiang *et al.*, 2007; Hu *et al.*, 2012a; b). Por cuestiones de extensión del manuscrito, en el presente trabajo, únicamente se analizan las series temporales correspondientes a la inestabilidad Slumping Mass I# que presenta la mayor tasa de desplazamiento.

En la Figura 3d se representan las series temporales de Interferometría SAR Diferencial (InSAR) de lluvia, desplazamiento medio y nivel del agua en el embalse a partir de las cuales se han realizado los análisis wavelet. En primer lugar se ha llevado a cabo un ajuste lineal por mínimos cuadrados a las series temporales para separar la componente lineal de la no lineal, tal y como se ha explicado en la sección 2. Posteriormente, se han analizado los residuos (componente no lineal de los desplazamientos) mediante el software de Matlab desarrollado por Grindsted *et al.* (2004). En la Figura 4 se muestran las CWT correspondientes a las series temporales de: a) el nivel del agua en el embalse; b) las precipitaciones; y c) los desplazamientos del Slumping Mass I#.

A su vez, se han realizado análisis WTC y XWT (Figura 4) para analizar las relaciones existentes entre las series temporales de precipitación y de nivel del embalse con los desplazamientos del movimiento de ladera.

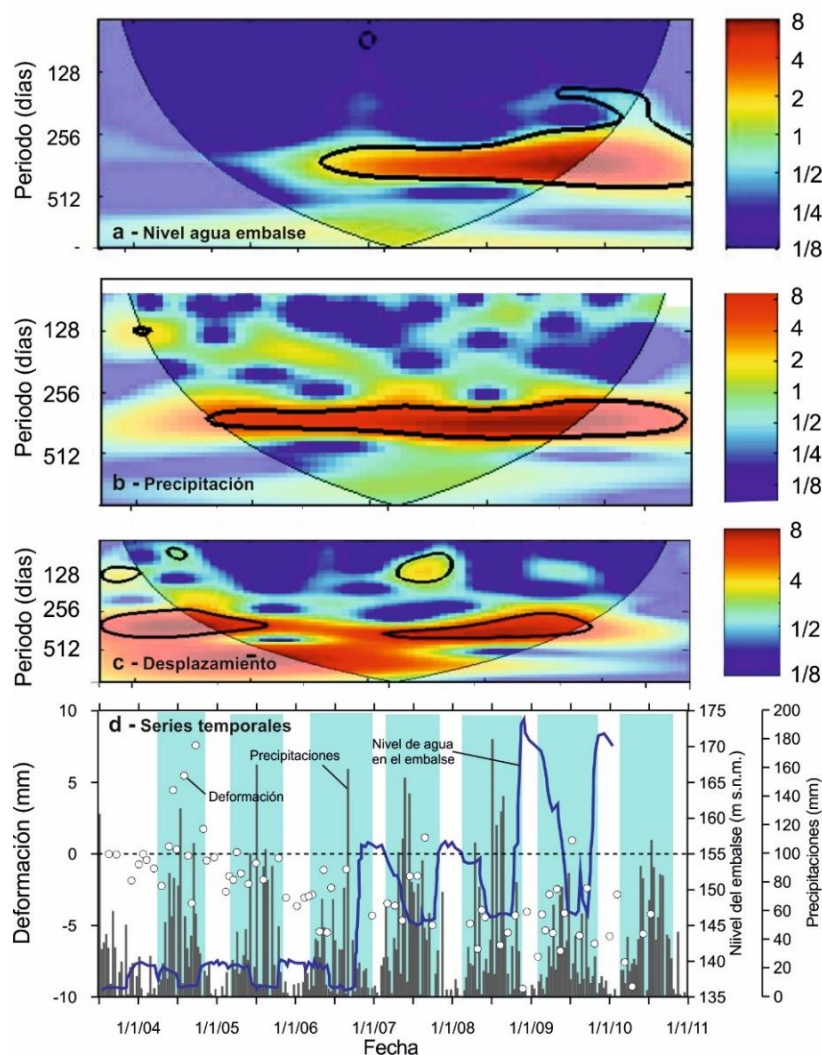


Figura 3. CWT de las series temporales a) del nivel de agua en el embalse; b) de las precipitaciones; c) de los desplazamientos medios de la zona Slumping Mass I# del deslizamiento de Huangtupo; d) datos de las series temporales analizadas.

4. DISCUSIÓN

Como puede observarse en la figura 3d los desplazamientos medidos parecen mostrar cierta estacionalidad asociada a las variaciones de nivel de agua en el embalse con periodos de 1 año. Este nivel está regulado artificialmente para satisfacer diferentes necesidades como son la generación de energía, la navegación y el control de avenidas (Tullos, 2009). Por otro lado, las precipitaciones también exhiben una estacionalidad anual asociada a los monzones que se concentran principalmente en verano e invierno con valores acumulados superiores a los 1000 mm (Fang *et al.*, 2010). Al aplicar la transformada wavelet continua (CWT) a

estos registros confirmamos la periodicidad anual de las series temporales de precipitación (Figuras 3a), de nivel del embalse (Figuras 3b) y de desplazamientos (Figuras 3c) al observar una elevada potencia en la franja correspondiente a un periodo de 365 días.

Asimismo, se observa cierta potencia en la serie temporal correspondiente al nivel del embalse con un periodo de 3-4 meses durante el periodo 2004-05 cuyo origen podría ser atribuido a las propias maniobras de desembalse, aunque la verdadera causa necesita ser investigada en profundidad. Obsérvese que en el caso de los desplazamientos, esta franja es discontinua debido a los intervalos temporales en los que no hay datos y por tanto han sido interpolados.

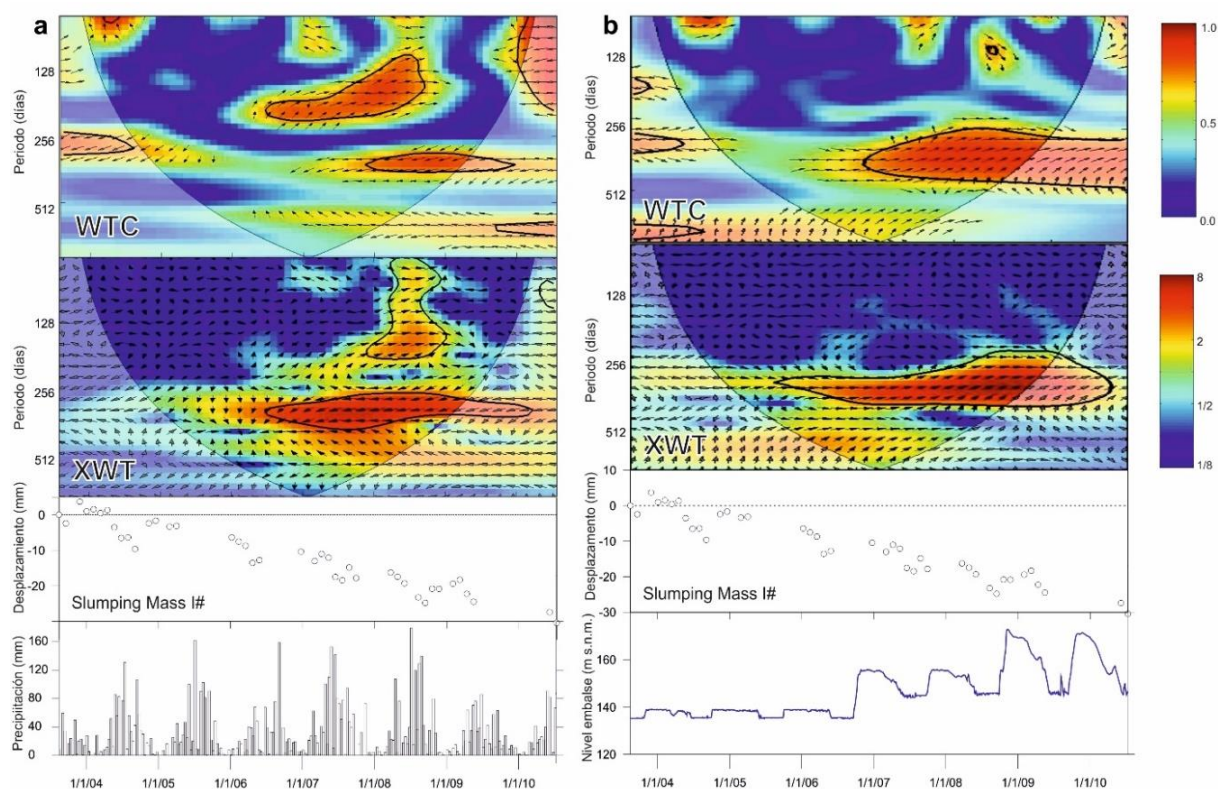


Figura 4. Análisis wavelet de los factores desencadenantes y los desplazamientos del Slumping Mass I#. WTC y XWT entre desplazamientos InSAR y: a) precipitaciones; y b) nivel del agua en el embalse.

Cuando se analizan conjuntamente las series temporales de desplazamiento y las correspondientes a los factores desencadenantes (i.e. nivel de agua en el embalse y precipitación) mediante las herramientas transformada wavelet cruzada (XWT) y coherencia wavelet (WTC) se obtienen los resultados mostrados en la Figura 4. Como puede observarse en

la figura 4a la XWT muestra una elevada potencia para un periodo de 365 días. También se observa, a través de las flechas de fase que proporcionan estos análisis y que apuntan hacia la izquierda), que las precipitaciones y los desplazamientos están desfasadas 180° (i.e. ambas señales están en antifase). La WTC confirma la elevada coherencia para el periodo de 365 días.

Por otro lado, la relación entre el nivel de agua en el embalse y los desplazamientos (Figura b) muestran una elevada potencia (XWT) y coherencia (WTC) para un periodo de 365 días. Sin embargo, los desplazamientos y el nivel de agua en el embalse están totalmente en fase (i.e. las flechas apuntan hacia la derecha, lo que indica la existencia de un desfase de 0°). Por lo tanto, la estacionalidad de la componente no lineal de la deformación, cuya amplitud es de aproximadamente ± 5 mm, muestra levantamientos de la superficie del terreno durante los periodos de aumento de nivel del embalse, coincidiendo con la época seca de lluvias. Este comportamiento se debe, probablemente, al incremento de los niveles piezométricos en el Slumping Mass I# por la elevación de los niveles de agua en el embalse, puesto que el pie de este movimiento de ladera se encuentra por debajo del máximo nivel de agua.

5. CONCLUSIONES

En este trabajo, se describe un procedimiento para la aplicación de herramientas wavelet al estudio de series temporales de movimientos de laderas. La aplicación de la transformada wavelet continua (CWT), la transformada wavelet cruzada (XWT) y la coherencia wavelet (WTC), tanto a diversos casos sintéticos como a un caso real, muestra la utilidad de la metodología propuesta para el reconocimiento de patrones temporales estacionales de actividad de las inestabilidades y su relación (desfases temporales) con los factores desencadenantes (e.g. lluvia, nivel de agua en embalse, etc.). La metodología es aplicable a series temporales de datos obtenidos con diferentes técnicas (e.g. InSAR, GPS, topografía, extensómetros, etc.), que deben ser remuestreados a intervalos uniformes (δt), en el caso de no estarlo, siguiendo la estrategia de procesamiento descrita en este trabajo.

Por lo tanto, este trabajo ilustra las ventajas de utilizar herramientas wavelet para el análisis de series temporales individuales en tiempo y frecuencia para encontrar potencias en común y la información sobre la relación de fase entre dos series temporales. Concretamente, los casos de estudio analizados ponen de manifiesto el potencial de las herramientas wavelet para interpretar las series temporales de manera cuantitativa y comprender mejor las oscilaciones de los desplazamientos en el espacio de frecuencia con otras variables para encontrar relaciones de fase física. En resumen, la aplicación de herramientas wavelet (WTC, XWT y WTC) a las series temporales de factores desencadenantes han ayudado a entender el comportamiento cinemático estacional de un movimiento de ladera y a reconocer las relaciones entre los desplazamientos y diversos factores desencadenantes.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo has sido parcialmente financiado por la Generalitat Valenciana a través del proyecto GV/2011/044, por el Ministerio de Educación, Cultura y Deporte a través del Proyecto PRX14/00100, por el Ministerio de Economía y Competitividad los fondos EU FEDER con el proyecto TIN2014-55413-C2-2-P y ESP2013-47780-C2-2-R.

REFERENCIAS

- Corominas, J. & Moya, J., 1999. Reconstructing recent landslide activity in relation to rainfall in the Llobregat River basin, Eastern Pyrenees, Spain. *Geomorphology*, 30:79-93.
- Cruden, D.M. & Varnes, D.J., 1996. Landslide types and processes. In: Turner, A.K. & Schuster, R.L. (eds.) *Landslides: investigation and mitigation (Special Report)*. National Research Council, *Transportation and Research Board Special Report*, Washington, DC, USA, 36–75.
- Chen, S., Chen, G.-J. & Xu, G.-L., 2008. Mechanism of geological processes of formation and deformation of the Huangtupo landslide. *Earth Science-Journal of China University of Geoscience*, 33, 411.
- Fang, Z., Hang, D. & Xinyi, Z., 2010. Rainfall regime in Three Gorges area in China and the control factors. *International Journal of Climatology*, 30: 1396-1406.
- Grinsted, A., Moore, J.C. & Jevrejeva, S., 2004. Application of the cross wavelet transform and wavelet coherence to geophysical time series. *Nonlin. Processes Geophys.*, 11: 561-566.
- Hu, X., Tang, H., Li, C. & Sun, R., 2012a. Stability of Huangtupo riverside slumping mass II# under water level fluctuation of Three Gorges Reservoir. *Journal of Earth Science*, 23: 326-334.
- Hu, X.L., Tang, H.M., Li, C.D. & Sun, R.X., 2012b. Stability of Huangtupo I# Landslide under Three Gorges Reservoir Operation. *Applied Mechanics and Materials*, 170-173: 8.
- Jiang, W.-P., Huang, B.-Z. & Ouyang, H., 2007. The monitoring technological method of landslide in Huangtupo. *Resources Environment & Engineering*, 21: 575-578.
- Li, D., Yin, K. & Leo, C., 2010. Analysis of Baishuihe landslide influenced by the effects of reservoir water and rainfall. *Environmental Earth Sciences*, 60: 677-687.
- Liu, P., Li, Z., Hoey, T., Kincal, C., Zhang, J., Zeng, Q. & Muller, J.-P., 2013. Using advanced InSAR time series techniques to monitor landslide movements in Badong of the Three Gorges region, China. *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 21: 253-264.
- Tomás, R., Li, Z., Liu, P., Singleton, A., Hoey, T. & Cheng, X., 2014. Spatiotemporal characteristics of the Huangtupo landslide in the Three Gorges region (China) constrained by radar interferometry. *Geophysical Journal International*, 197: 213-232.
- Tomás, R., Li, Z., Lopez-Sanchez, J.M., Liu, P. & Singleton, A., 2016. Using wavelet tools to analyse seasonal variations from InSAR time-series data: a case study of the Huangtupo landslide. *Landslides*, 13: 437-450.
- Torrence, C. & Compo, G.P., 1998. A Practical Guide to Wavelet Analysis. *Bulletin of the American Meteorological Society*, 79: 61-78.
- Tullos, D., 2009. Assessing the influence of environmental impact assessments on science and policy: An analysis of the Three Gorges Project. *Journal of Environmental Management*, 3: 208-223.
- Wasowski, J., 1998. Understanding rainfall-landslide relationships in man-modified environments: a case-history from Caramanico Terme, Italy. *Environmental Geology*, 35: 197-209.

BARRIO DE L'ESTACIÓ (SALLENT), DE ZONA RESIDENCIAL A ZONA EXPERIMENTAL. MONITORIZACIÓ DE MOVIMIENTOS DEL TERRENO MEDIANTE EL SISTEMA WI-GIM

Xavier Rodriguez-Lloveras^{1*}, Jordi Marturiá¹, Ferran López¹, Pere Buxó¹, Lorenzo Mucchi², Giovanni Gigli³, Alessandro Fornaciai⁴, Rosa Schina⁵, Federico Trippi⁶

¹ Àrea de Geotècnia i Prevenció de Riscos Geològics
Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC).
*xavier.rodriguez@icgc.cat

² Dipartimento di Ingegneria dell'Informazione
Università Degli Studi Firenze (UniFI).

³ Dipartimento di Scienze della Terra
Università Degli Studi Firenze (UniFI).

⁴ Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), Sezione di Pisa.

⁵ Dipartimento di Ingegneria Industriale,
International Consortium for Advanced Design (ICAD).

⁶ Dipartimento di Ingegneria Industriale,
Università Degli Studi Firenze (UniFI).

RESUMEN

Sallent es una població situada a 60 km de Barcelona, en la Cuenca Potàsica Catalana. Una parte de su trama urbana se ubica sobre una zona de subsidencia, detectada y monitorizada desde finales de los años 90 hasta la actualidad. Esta subsidencia está relacionada con una antigua explotación minera y por la presencia de una gran cavidad subterránea. La monitorización de esta zona, con más de dos décadas de datos recopilados, supone una extraordinaria zona experimental donde estudiar la subsidencia e implementar nuevas técnicas y sistemas de medida para su validación y calibración. En

esta línea se ha desarrollado y testado el sistema experimental Wi-GIM desarrollado al amparo del proyecto europeo LIFE. Este sistema de bajo coste permite la determinación con precisión centimétrica de desplazamientos dentro de una red de sensores mediante la medida de distancias relativas. El sistema combina tecnología inalámbrica de onda ultra ancha, con tecnología de detección por radar. Éste sistema está siendo validado en la monitorización del deslizamiento de Roncovetro (Italia) y la subsidencia en Sallent. Los resultados preliminares indican que el sistema Wi-GIM es un sistema aplicable en zonas afectadas por estos fenómenos.

1. INTRODUCCIÓN

La Cuenca Potásica Catalana, se encuentra localizada en la Cataluña central, en la parte occidental de la depresión del Ebro. Esta cuenca contiene una gran unidad salina del Eoceno, que oscila entre los 140 y los 300 m de potencia sobre la que se depositan niveles de Margas y Areniscas del Eoceno Superior (Roca et al., 2003; Ribera et al., 2009) (figura 1). La explotación de estas unidades salinas se remonta al Neolítico y a día de hoy supone la actividad minera más relevante en Cataluña (Lopez de Azcona, 1933), y la única zona de extracción de potasa del estado (Ministerio de Industria, Energía y Turismo, 2014). La técnica utilizada para la explotación de estas sales es mediante galerías que pueden alcanzar los 90 m de altura lo que genera un significativo sistema de cavernas (Vázquez Guzmán, 1983). La presencia de actividades mineras en el subsuelo puede influir sobre los procesos de erosión/dilución derivados de flujos de aguas subterráneas que se ven potenciados por la alta solubilidad de las sales. Entre los principales problemas derivados de la presencia de dichos flujos en minas de sal destacan la pérdida de recursos hídricos por vaciado y salinización de ríos y acuíferos, la contaminación medioambiental por salinización y la generación de cavidades en el subsuelo que pueden derivar en subsidencia y colapsos del terreno en superficie (Lucha et al., 2008).

En la Cuenca Potásica Catalana, la explotación de sales se ha concentrado alrededor de las poblaciones de Cardona, Súria, Balsareny y Sallent. En algunas de estas poblaciones se han dado problemáticas medioambientales, de subsidencias y colapsos en superficie debido a la presencia agua en combinación con las actividades mineras (Lucha et al., 2008; Ribera et al., 2009). Dichas problemáticas son de difícil solución por su coste económico y/o las dificultades técnicas, especialmente en los casos de procesos de subsidencia, ya que en general son relativamente lentos pero pueden suponer una grave amenaza en caso de colapso. Por ello, la solución más comúnmente utilizada consiste en la implementación de sistemas de monitorización a largo plazo orientados a determinar las velocidades de subsidencia y de este modo poder prever sus efectos potenciales (Reddish et al., 1989). En este sentido resulta interesante implementar sistemas de monitorización de alta durabilidad y de fácil sustitución, que supongan un bajo coste de mantenimiento.

Modificado de (Guimerà, 1992)



Figura 1: Localización y unidades evaporíticas presentes en la Cuenca Potásica Catalana.

2. SUBSIDENCIA EN SALLENT

El presente estudio se centra en la población de Sallent, donde parte de los límites de una antigua explotación minera, la mina Enrique, se localizan en el subsuelo de los terrenos urbanos de los Barrios de la Estació i la Rampinya. Esta mina se mantuvo activa entre 1932 y 1974, y fue abandonada debido a problemas de inundación, habiendo sufrido tres eventos importantes en 1934, 1957 y 1962 (figura 2A). En 1954 durante las perforaciones para captar el agua del primer evento, se detectó una gran cavidad de aproximadamente 120 m de altura y 40 m de ancho, a una profundidad de aproximadamente 160 m por debajo del barrio de la Estació (figura 2B) (Marturià et al., 2006). Según la empresa responsable de la mina, la cavidad fue rellenada en 1957. Aunque se desconocen los materiales utilizados para ese fin, en los sondeos ejecutados durante la fase de identificación, se detectaron escorias de minería en los sondeos y clastos de cloruro sódico, lo que indicaría que se rellenó mediante materiales de rechazo y escorias de la explotación minera. El abandono final de la mina se produjo debido a la incapacidad de controlar las entradas de agua y optando como solución la inundación de la mina utilizando una salmuera saturada mediante carnalita y cloruro sódico. Paralelamente a la explotación y abandono de la mina, la empresa realizó diferentes campañas de nivelación topográfica cuyos resultados indican una reducción de la subsidencia hasta valores cercanos a 2 cm/año en superficie en el momento del abandono (Roca et al., 2003).

En la década de 1990, varios edificios del barrio de la Estació empezaron a mostrar problemas estructurales significativos, lo que llevó a la administración catalana a iniciar una investigación con el objetivo de identificar y cuantificar las causas de estos daños, y buscar posibles soluciones a esta problemática (Roca et al., 2003; Marturià et al., 2006). Con este fin

se implementó en la zona un extensivo plan de vigilancia y análisis del terreno, incluyendo la caracterización geológica, hidrogeológica y geotécnica de la zona, así como la delimitación de las zonas de actividad minera, medidas topográficas periódicas, de deformación en profundidad y modelización de la proyección de los movimientos en superficie. Esta caracterización permitió determinar que los daños detectados en los edificios se debían a procesos de subsidencia derivados de la presencia de galerías de explotación de la mina en el subsuelo, siendo máxima en la vertical de la cavidad detectada en 1954.

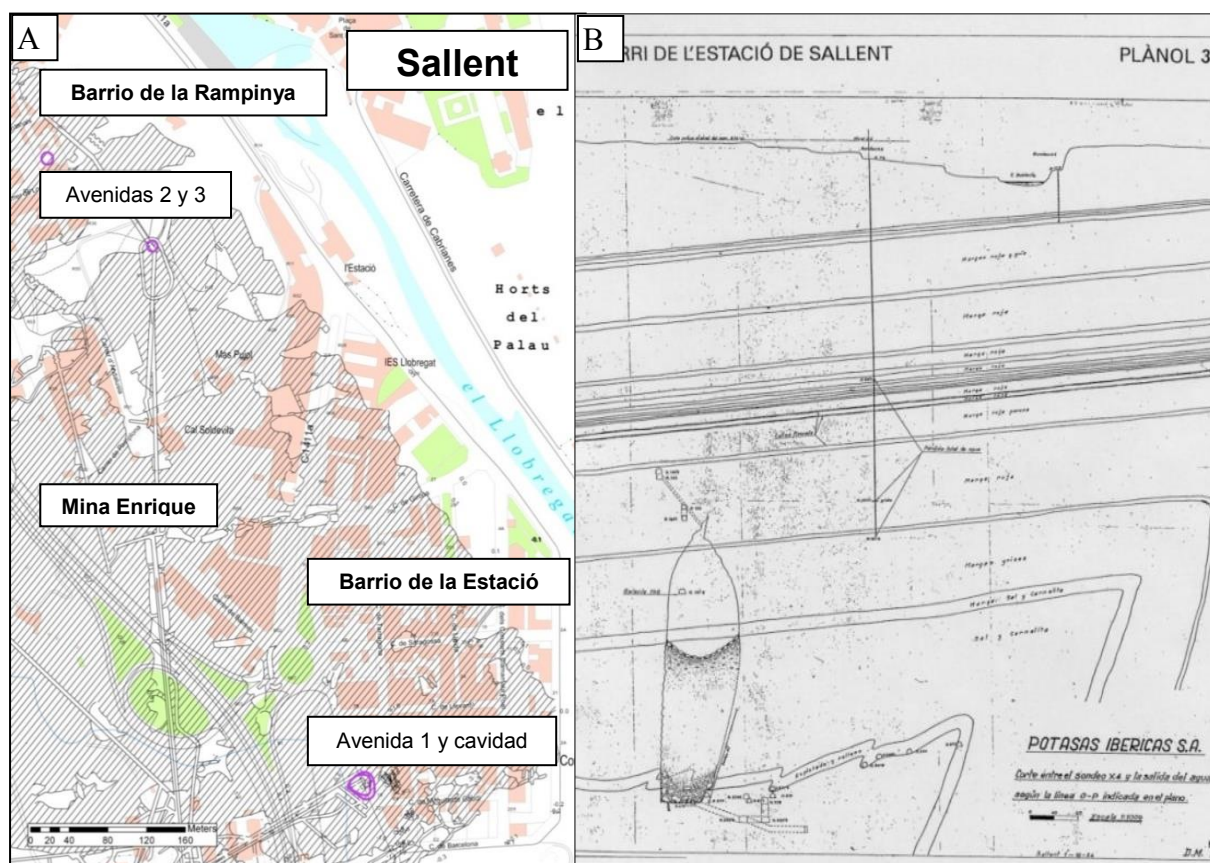


Figura 2: A) Localización de los límites de la mina Enrique y de los puntos de entrada de los distintos eventos de inundación. B) Esquema de la cavidad localizada bajo el barrio de la Estació en 1954 elaborado por la empresa responsable de la mina.

El proceso de subsidencia fue analizado y modelizado con el objetivo de predecir su posible evolución temporal y determinar tanto su peligrosidad como las medidas más adecuadas para mitigar sus efectos. La modelización justificó la distribución y magnitud de la subsidencia como consecuencia de la presencia de la cavidad y las galerías de mina, definiendo distintos escenarios, siendo una baja probabilidad de colapso a corto o medio plazo el escenario más plausible (Roca et al., 2003). Esta hipótesis se validó con las medidas topográficas de superficie, cuya proyección indicó que los desplazamientos registrados no suponían una

amenaza para las personas pero sí para las estructuras debido a la distorsión angular que soportaban.

La distorsión angular (δ) es la relación angular entre la distancia y el asentamiento diferencial de dos puntos (Skempton et al., 1956) (figura 3). Según esta definición, la zona máxima distorsión angular no debe necesariamente superponerse con la de máxima subsidencia, y compromete en mayor medida las estructuras rígidas alargadas (> 1) tales como bloques de viviendas.

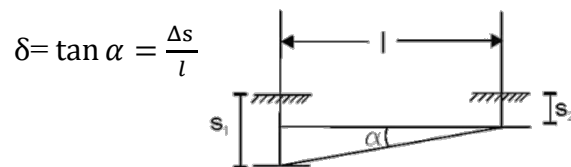


Figura 3: relación angular entre la distancia (l) u el asentamiento (S_1, S_2).

Partiendo de la clasificación de Skempton et al., (1956), se pueden catalogar los daños esperables en las distintas estructuras según su gravedad, tabla 1. Utilizando dicha clasificación se implementó una zonificación de distorsiones angulares esperables en el barrio de la Estació en un intervalo de 10, 20 y 50 años Figura 4.

Limite distorsión angular (δ)	Daños esperables
1/500	Aparición de grietas (leves)
1/300	Grietas en muros (moderados)
1/150	Daños estructurales (graves)

Tabla 1: clasificación de daños esperables en estructuras debidos a la distorsión angular (δ).

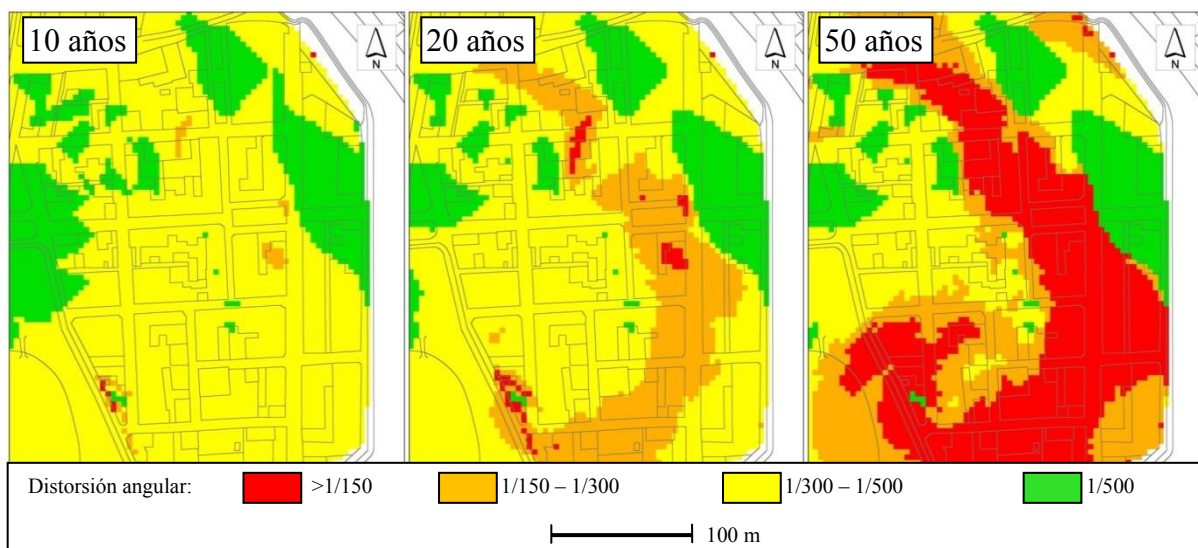


Figura 4: Proyecciones de daños esperables según la distorsión angular en el intervalo de 10, 20 y 50 años.

Debido a la peligrosidad y las dificultades derivadas de minimizar los efectos del proceso o reubicar inmediatamente a la población afectada en el barrio de la estación de Sallent se decidió establecer un protocolo de actuación y evacuación de emergencia ligado a un sistema de monitorización y alerta, PROCICAT SALLENT, Informado favorablemente por la comisión de protección civil de Cataluña en Diciembre de 2005 (Departament d'Interior, 2012). Este protocolo fue activado entre finales de 2008 y principios de 2009, debido a una rápida aceleración de las velocidades de subsidencia (Marturia et al., 2010). A lo largo de 2010 se revertió esta tendencia con una progresiva reducción de velocidad de subsidencia hasta un nuevo punto de equilibrio con velocidades de subsidencia superiores a las registradas antes del inicio de la aceleración (Figura 5).

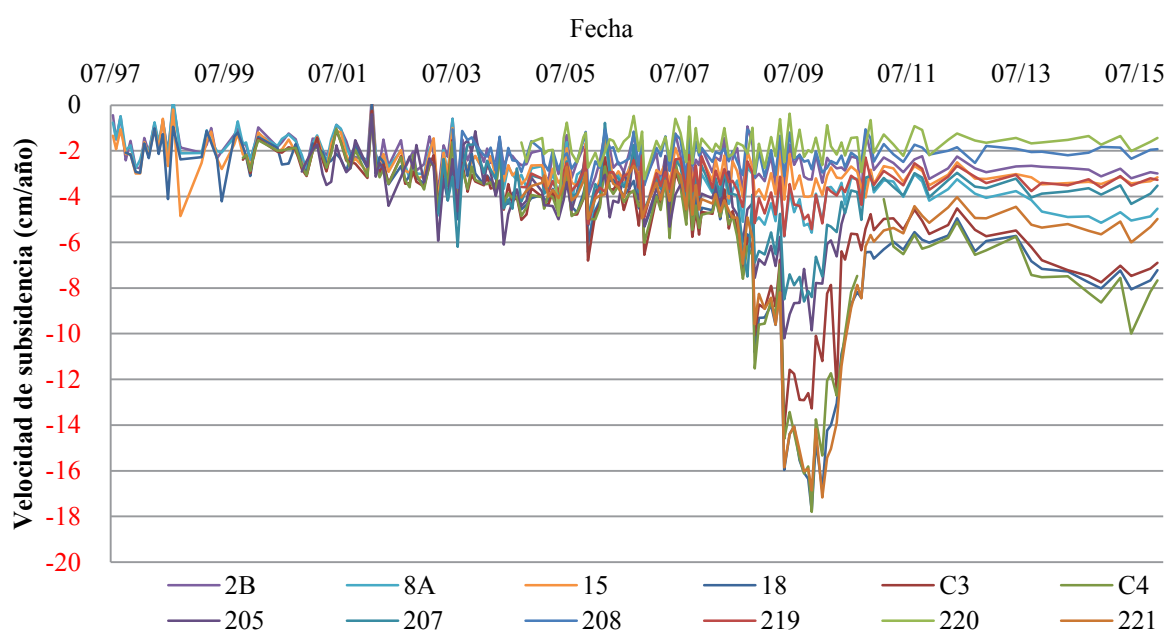


Figura 5: Evolución de la velocidad de subsidencia en los puntos de control del barrio de la Estació.

La activación del protocolo de evacuación provocó la evacuación de la población, el cierre de una zona del barrio y la demolición de los edificios. El coste de estas actuaciones superó los 60 millones de € y ha supuesto la demolición de 405 propiedades (Ajuntament de Sallent, 2010). Pese al cierre del barrio, los instrumentos instalados se han mantenido en funcionamiento, ofreciendo en la actualidad datos de subsidencia a lo largo de 20 años mediante 124 puntos de nivelación topográfica, 26 puntos de control de estación topográfica robótica, 16 extensómetros automáticos y 4 inclinómetros. Estos datos hacen del barrio de la Estació una extraordinaria zona experimental para el estudio de los procesos de subsidencia, la calibración y validación de técnicas experimentales, tales como la interferometría radar (Marturià et al., 2006; L. Pipia et al., 2007) o la implementación de nuevas tecnologías de medida.

3. EL PROYECTO WI-GIM

El proyecto Wi-GIM (Proyecto LIFE12 ENV/IT/001033) se orienta al desarrollo de una herramienta de bajo coste dirigida a la medida de los desplazamientos del terreno. Este sistema es modular y mide las distancias mediante tecnología inalámbrica de banda ultra ancha (UWB) pudiéndose complementar con medidas de radar de onda continua (CWR). Los distintos sensores (nodos) se distribuyen por el área de estudio, en los puntos de especial interés de medida, creando una red de medidas del desplazamiento (clúster). Cada clúster incluye un nodo de comando (master) y varios nodos periféricos (slave). El master coordina los nodos del clúster, se puede equipar con conexiones externas (radar, modem, GPS, etc.) y gestiona el almacenamiento y transmisión remota de los datos. Los slave miden, almacenan y transmiten sus distancias al resto de los nodos y actúan de repetidor de los nodos sin visibilidad directa al master.

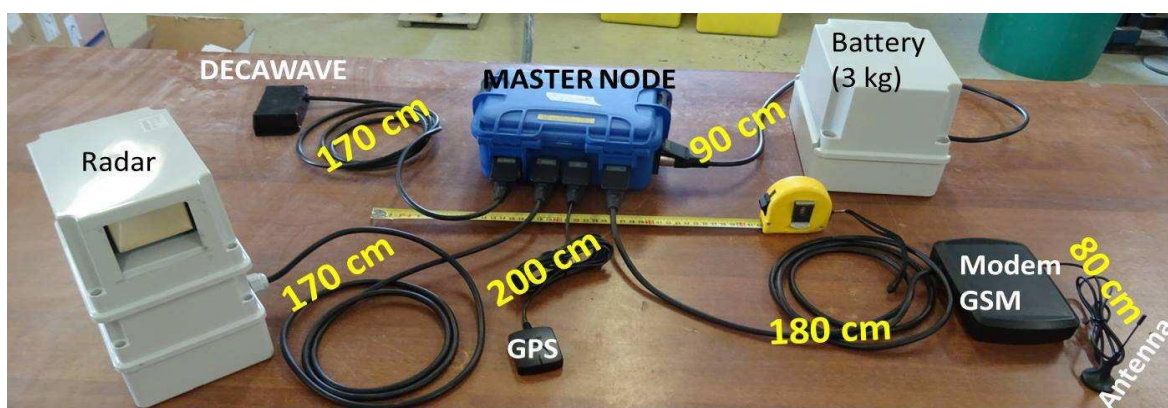


Figura 6: Elementos que se conforman un nodo master completo del sistema Wi-GIM.

Este sistema experimental ha sido probado en laboratorio, e instalado en el deslizamiento de Roncovetro de la Región de Emilia-Romagna (Italia) y en el barrio de la Estació de Sallent. El deslizamiento de Roncovetro es un deslizamiento con desplazamiento perenne y velocidad variable que se mantiene activo desde que hay registro a finales del siglo XIX principios del siglo XX, con desplazamientos que pueden llegar a 9 m al día (Bertolini et al., 2001). En este deslizamiento, el sistema ha sido instalado en dos clústeres (CL1 y CL3). El clúster CL1 se encuentra en la parte media del deslizamiento y está formado por 1 nodo máster y 10 nodos slave. El clúster CL3 se encuentra localizado en la cabecera del deslizamiento y está formado por 1 nodo master y 11 nodos slave (figura 7A). En el barrio de la Estació el sistema ha sido instalado en dos clústeres (SAL1 y SAL2). Ambos clústeres se encuentran en la zona de subsidencia excepto el nodo master de SAL1. El clúster SAL1 está formado por 1 nodo máster y 6 nodos slave, mientras que el clúster SAL2 está formado por 1 nodo master y 2 nodos slave que comparten localización con nodos slave de SAL1 (figura 7B). Adicionalmente SAL2 complementa los datos de medida UWB con datos radar (CWR). Todos los desplazamientos de todos los nodos de los dos clústeres son validados mediante datos topográficos periódicos registrados mediante estación topográfica robótica con

reflectores en cada uno de los nodos. En ambas localizaciones los datos del sistema han sido registrados tres o cuatro veces al día en las dos direcciones (ej. $1 \rightarrow 2$, $2 \rightarrow 1$), lo que supone un total de 6 o 8 medidas diarias de cada distancia. Estos datos son comparados con los procedentes de la instrumentación en cada sitio de estudio, con especial relevancia en los datos procedentes de las estaciones topográficas robóticas ya que disponen de reflectores en cada una de las localizaciones de los nodos de Wi-GIM. Para su comparación, los datos de las estaciones robóticas son reconvertidos de posición XYZ a distancias entre nodos ya que de este modo son asimilables a los resultados del sistema.

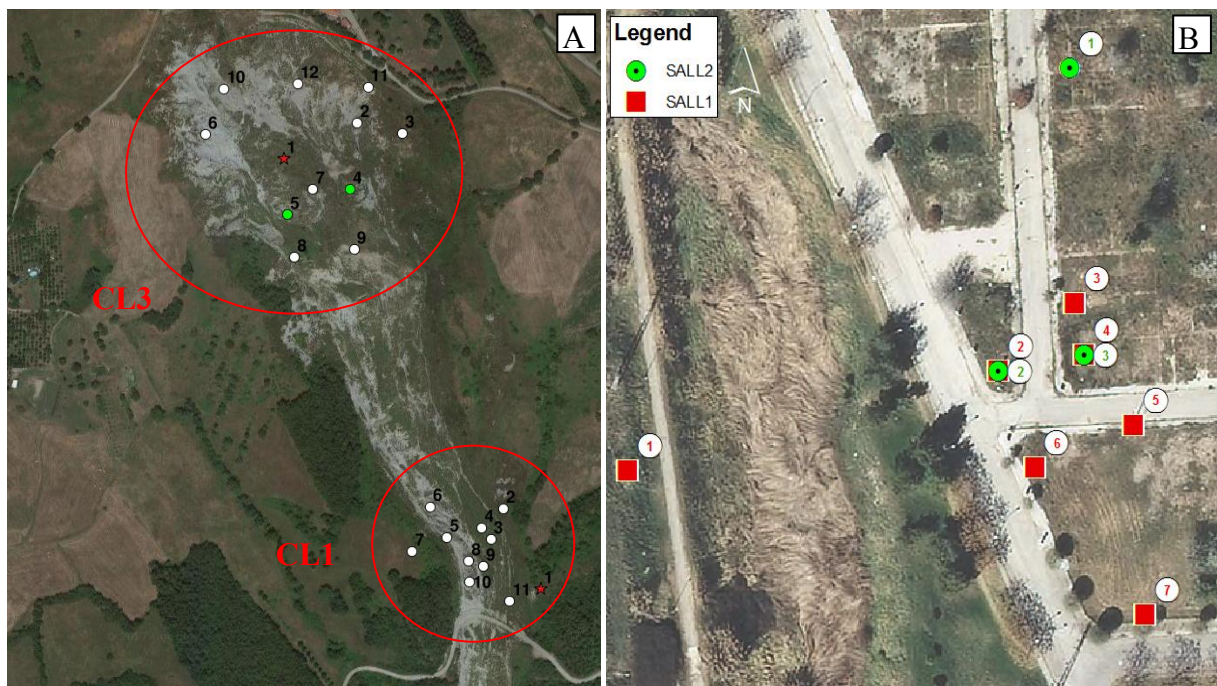


Figura 7: Localización de los nodos en cada uno de los clústeres en Roncovetro (A) y en Sallent (B).

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Las principales ventajas del sistema Wi-GIM consisten en que se trata de un sistema de bajo coste y fácil instalación, capaz de medir desplazamientos entre sensores separados hasta 140 m, con una precisión de entre 10 y 20 cm sin considerar el ruido en la señal (ICAD et al., 2016; Mucchi et al., 2016). No obstante, el sistema presenta algunas limitaciones. Las observaciones de campo han determinado que el sistema es sensible a variables externas como reflexiones de señal, presencia de obstáculos o variaciones de temperatura, y se ve afectado por factores intrínsecos de la instalación del sistema como es la distancia entre sensores. Estos errores han sido considerados y mitigados considerando 1) la eliminación de extremos (EX), 2) la corrección mediante la relación lineal entre temperatura y desplazamiento (TD) y 3) el promedio diario de las lecturas en ambas direcciones (ML) (figura 8, tabla 2).

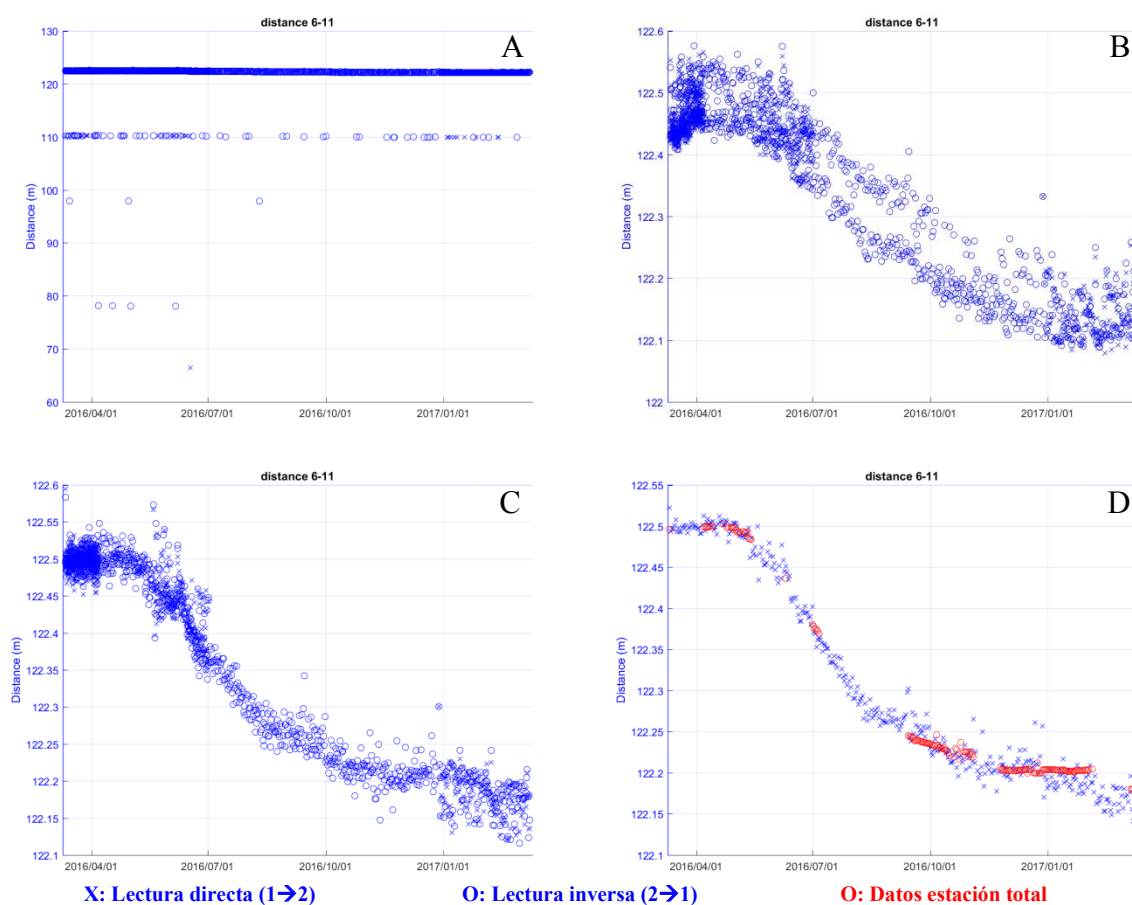


Figura 8: Pasos de filtrado de los datos obtenidos mediante el sistema Wi-GIM. Datos sin filtro (A), eliminación de extremos (B), corrección de temperatura (C) y promedio diario (D, comparado con datos topográficos).

Cluster	Precisión (m)			
	Sin filtro	EX	TD	ML
Laboratorio	60	0,1	0,07	0,02
Roncovetro	140	0,2	0,1	0,05
Sallent	104	0,25	0,18	0,07

Tabla 2: Precisiones mínimas obtenidas según el tipo de filtrado en cada una de las zonas de estudio. EX: filtrado de extremos, TD: filtrado relación desplazamiento temperatura, ML: Media lecturas diarias sensor

El error máximo observado sin filtros coincide con la distancia entre los nodos debido a que en todos los casos se han dado valores nulos en el sensor. Por ello la precisión de partida se debe considerar como la resultante del filtrado de extremos (EX). Cabe destacar que las correcciones de extremos y de temperatura dependen de los propios valores de la serie de medidas por lo que es esperable que la precisión de las correcciones aumente con el periodo de medida. Un factor adicional que afecta a la medida de distancia es la presencia de obstáculos. Los distintos ensayos con el sistema en laboratorio indican que la presencia de un

obstáculo puede derivar en una lectura de distancia mayor a la real entre nodos, aunque si el obstáculo es fijo este error es sistemático, por lo que no afecta a la precisión y puede ser corregido mediante la consideración de distancias relativas, o corrigiendo la desviación respecto a la distancia real si se dispone de ese dato (figura 9).

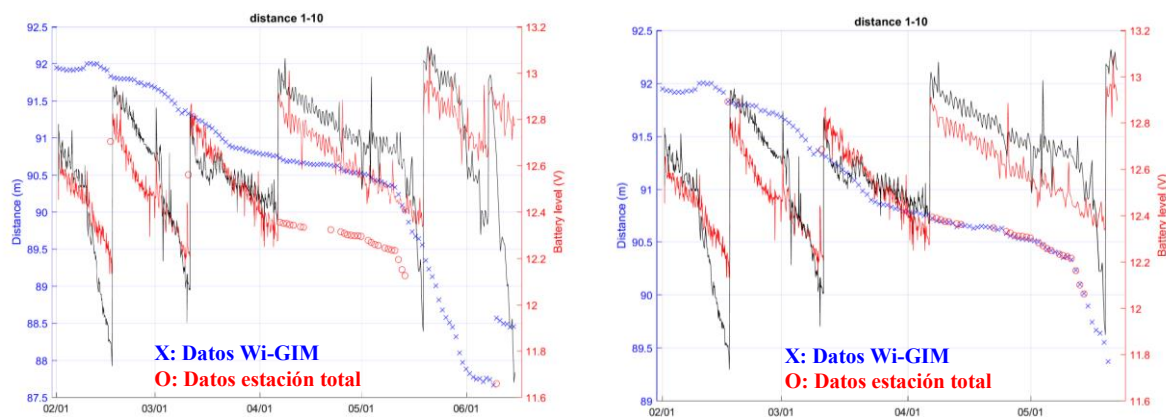


Figura 9: Corrección del aumento de distancia debido a la presencia de obstáculos

En el caso de Sallent estos errores presentan el problema adicional de que el sistema mide en su línea de visión, por lo que las lecturas sean eminentemente horizontales, mientras que los procesos de subsidencia son principalmente verticales. Por este motivo se han considerado las medidas según la distorsión angular en base a la distancia entre nodos (tabla 3).

Limite distorsión angular (δ)	Daños esperables	Valores a master SAL1	Valores a master SAL2
1/500	Leves	15-20 cm	10-12 cm
1/300	Moderados	25-35 cm	17-19 cm
1/150	Graves	50 -70 cm	35-38 cm

Tabla 3: clasificación de daños esperables en estructuras debidos a la distorsión angular (δ) respecto al master de cada nodo.

Los resultados la tabla 3 indican que pese a la dirección de medida, los valores en los que se empiezan a producir daños leves se encuentran por encima del rango de precisión en medida directa (tabla 2). Aunque en el periodo de medida no se ha alcanzado ninguno de los umbrales de daño, esta relación indica que el sistema es adecuado para la medida de los riesgos derivados de subsidencia dados por acumulación de desplazamiento o por aceleración del proceso.

AGRADECIMIENTOS

El proyecto Wi-GIM ha sido cofinanciado por la Comisión Europea mediante el programa LIFE+, Proyecto: LIFE12 ENV/IT/001033)

5. CONCLUSIONES

El fenómeno de subsidencia es un proceso difícil de identificar, hasta la aparición de los primeros daños, producidos principalmente en estructuras, cuantificables mediante la distorsión angular.

El seguimiento de los procesos de subsidencia y deslizamientos lentos va generalmente asociado a elevados costes de mantenimiento, ya que requiere la instalación de sensores y la toma de datos durante largos periodos de tiempo. Por este motivo, sistemas de bajo coste de mantenimiento y fácil instalación como Wi-GIM son de especial interés para medir los desplazamientos en este tipo de fenómenos.

El sistema de Wi GIM es un sistema experimental y por extensión puede y debe ser mejorado. No obstante, los resultados obtenidos durante su implementación en las zonas de estudio y el periodo de medida indican que se trata de un sistema adecuado para medir los valores críticos en los que se producen daños materiales debidos a deslizamientos y subsidencia.

REFERENCIAS

- Ajuntament de Sallent (2010), El Procés de Reallotjament de Les Famílies Del Barri de l'Estació de Sallent Arriba Pràcticament a La Fi. *Ajuntament de Sallent*. available at <http://www.sallent.cat/t-informem/noticies/el-proces-de-reallotjament-de-les-families-del-barri-de-l-estacio-de-sallent-arriba-practicament-a-la-fi.html>
- Bertolini, G. and Gorgoni, C. (2001), La Lavina Di Roncovetro (Vedriano, Comune Di Canossa, Provincia Di Reggio Emilia). *Quaderni Geologia Applicata*, 8(1): 1–21.
- Blanco, Pablo, Pérez, Fernando, Concha, Aline, Marturià, Jordi and Palà, Vicenç (2012), Operational PS-DInSAR Deformation Monitoring Project at a Regional Scale in Catalonia (Spain), 1178–1181, in: *2012 IEEE International Geoscience and Remote Sensing Symposium*. IEEE.
- Departament d'Interior (2012), Pla de Protecció Civil de Catalunya, PROCICAT: Pla d' Actuació D'emergències per Risc de Subsidiències En El Barri de l'Estació (Sallent).
- Guimerà, Joan (1992), *Geologia II*. Barcelona: Fundació Enciclopèdia Catalana.
- ICAD, INGV, UniFi, Regione Emilia-Romagna and ICGC (2016), *Wi-GIM Life: Wireless Sensor Network for Landslide Monitoring and Early Warning. Layman's Report*. available at http://www.life-wigim.eu/pdf/layman_report_ENG2.pdf
- L. Pipia, A. Aguasca, X. Fabregas, J. J. Mallorqui, C. Lopez-Martinez and J. Marturia (2007), Mining Induced Subsidence Monitoring in Urban Areas with a Ground-Based SAR. *2007 Urban Remote Sensing Joint Event*: 1–5.
- Lopez de Azcona (1933), Industria Neolítica de Cardona. *Notas y comunicaciones del Instituto Geológico y Minero de España*, 5: 61–66.

- Lucha, P., Cardona, F., Gutiérrez, F. and Guerrero, J. (2008), Natural and Human-Induced Dissolution and Subsidence Processes in the Salt Outcrop of the Cardona Diapir (NE Spain). *Environmental Geology*, 53(5): 1023–1035.
- Marturia, J., Ripoll, J., Concha, A. and Barberà, M. (2010), Monitoring Techniques for Analysing Subsidence: A Basis for Implementing an Early Warning System. *Land Subsidence, Associated hazards and the role of natural resources development. Proceedings of EISOLS*.
- Marturià, Jordi, Mora, Oscar, Xifre, Daniel, Martinez, Pere and Roca, Antoni (2006), DInSAR Techniques versus High Topographic Leveling Surveys: The Subsidence Phenomena in Sallent. *Proc. ECONGEO*: 53–57.
- Ministerio de Industria, Energía y Turismo (2014), *Estadística Minera de España 2014*. available at <http://www.minetad.gob.es/energia/mineria/Estadistica/2014/anual-2014.pdf>
- Mucchi, Lorenzo, Trippi, Federico, Schina, Rosa, Fornaciai, Alessandro, Gigli, Giovanni, Nannipieri, Luca, Favalli, Massimiliano, Marturia Alavedra, Jordi, Intrieri, Emanuele and Agostini, Andrea (2016), Wi-GIM System: A New Wireless Sensor Network (WSN) for Accurate Ground Instability Monitoring, 8620, in: *EGU General Assembly Conference Abstracts*.
- Pipia, Luca, Fabregas, Xavier, Aguasca, Albert, Lopez-Martinez, Carlos, Mallorqui, Jordi J. and Mora, Oscar (2007), A Subsidence Monitoring Project Using a Polarimetric GB-SAR Sensor, , in: *Proc. PolInSAR*.
- Reddish, D.J. and Whittaker, B.N. (1989), *Subsidence: Occurrence, Prediction and Control*. Elsevier.
- Ribera, F., Dorca, H., Martínez, P., Piña, Jordi, Otero, N., Palau, Jordi and Soler, A. (2009), Estudio Hidrogeológico de La Cuenca Potásica Catalana En El Entorno de Sallent Y La Antigua Mina Enrique. Provincia de Barcelona (España). *Boletín Geológico y Minero*, (úmero Monográfico: Contaminación y Gestión de los Recursos Hídricos): 607–616.
- Roca, Antoni, Palau, Joan, Barberà, Marcel, Martinez, Pere, Teixido, Teresa, Valls, Pere, Talaya, Julià, Ortiz, Miguel Angel, Cabre, Marilo, Lopez, Ferran, Olivella, Sebastia, Soler, Albert, Delgado, Jordi, Coromines, Josep, Lopez Vilchez, Luis, Eguei, Miguel, Herms, Ignasi, Carbonell, Jesus, Colomer, Montserrat and Comas, Jordi (2003), *Estudi del procés d'esfondrament del terreny que afecta els barris de l'Estació i de la Rampinya*. ICGC.
- Skempton, A. W. and Macdonald, D. H. (1956), The Allowable Settlements of Buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 5(6): 727–768.
- Vázquez Guzmán, F. (1983), *Depósitos Minerales de España*. IGME. available at <http://www.igme.es/Publicaciones/AbrirProducto.asp?IDProducto=91>

GEOTECNIA SÍSMICA Y DEFORMACIÓN POR VIBRACIÓN EN LAS CAPAS: ACTIVA, NO-SATURADA Y PROFUNDA

**Antonio DAZA, Jesús GUTIÉRREZ-RAVÉ, Gabriel AROCA, Manuel CARRERAS,
José VALVERDE, Isabel VEGA y Pedro TORRALBO**

Grupo “Seminario Antonio Carbonell”. Universidad de Córdoba. EPS Belmez: mel1dasaa@uco.es

RESUMEN

La presente comunicación permite una correcta planificación de estabilidad de taludes mediante técnicas “in-situ” de Geotecnia Sísmica y sísmica de vibraciones en la lutita de baja permeabilidad del Carbonífero de Belmez-Córdoba que ha permitido con impactos en perfiles sísmicos de 30 m de longitud conocer profundidades de 15 m o 30 m con la velocidad de propagación de ondas P y S, respectivamente, así como la velocidad de vibración de partícula y el paquete de ondas cortantes para obtener la capacidad de carga en espesores de tramos geotécnicos, los módulos elásticos, el ángulo de fricción, las tensiones naturales, la porosidad, la humedad, la densidad in-situ, la deformación inicial, la distorsión transversal, la permeabilidad, la impedancia y la OCR. Se aplican resultados de diversos autores y se cotejan con ensayos de corte directo y consolidación.

1. INTRODUCCIÓN

En estabilidad de taludes y problemas dinámicos se requieren modelos de deformación del terreno mediante la propagación de ondas elásticas de bajos niveles de deformación y sus vibraciones para caracterizar tramos geotécnicos, el terreno atenúa las altas frecuencias y con los registros de ondas se obtienen profundidades, módulos de deformación dinámicos, velocidad de vibración, localización de acuíferos y recursos minerales, fracturación, alteración y cavidades. Las velocidades “Vp” y “Vs” dependen sólo de las propiedades elásticas del terreno y no de la energía del impacto (Cantos 1974, Clark y Maldonado 1978) la refracción total requiere velocidades crecientes con la profundidad y contraste de impedancias.

La tensión y deformación soportada por un punto del terreno es proporcional a la potencia del impacto o perturbación, e inversamente proporcional al cuadrado de la distancia. La frecuencia y la amplitud disminuyen con la distancia al impacto debido scattering o disipación que genera pequeñas ondas en todas direcciones, se produce conversión de P y S que aumenta con las discontinuidades, la amortiguación de ondas no depende de estas velocidades.

El agua no tiene resistencia al corte, la onda “S” no se transmite, y se detecta con la “P”, en terrenos húmedos los valores de velocidad de propagación P son mayores. Si la onda incide

sobre una fractura o interface de menor impedancia se produce una onda refractada y una onda reflejada de tracción que puede agrietar el terreno. Las condiciones del terreno en un terremoto son semejantes a una prueba al esfuerzo cortante con continuos cambios en la dirección de corte, los esfuerzos tangenciales reflejados y refractados del terremoto se suman a los esfuerzos tangenciales para el equilibrio estático y pueden desestabilizar taludes, se considera que la carga sísmica es tan rápida que la situación es sin drenaje, la deformación tangencial o distorsión tiene una amplitud de 10^{-3} a 10^{-1} y no existe deformación volumétrica.

2. VELOCIDAD DE VIBRACIÓN DE PARTÍCULA Y DEFORMACIÓN

Las ondas que hacen vibrar paralelamente son las longitudinales P y las cortantes S son perpendiculares, mediante el método clásico de sísmica y el análisis de vibraciones llegamos a una deducción geomecánica que continua la tendencia conocida sobre los efectos de las ondas dinámicas (Hendron, 1968) y la relación entre las ondas sísmicas y sus vibraciones con el estado tensional y su evolución con el tiempo. Siendo “ γ ” la densidad del terreno conocemos las tensiones tangenciales inducidas con la onda S y las tensiones normales inducidas con la onda P, para estimar ángulo de fricción aparente “ \emptyset ”.

$$V_v = 2\pi f A = dA/dt \quad dV_v/dt = d^2A/dt^2 = 2\pi f V_v = \text{aceleración} \quad (1)$$

$$\sigma = E (V_v/V_p) = E \Sigma \quad \sigma/E_{\text{máx}} = V_v/V_p = \Sigma \quad (2)$$

$$\sigma = \gamma V_v V_p = E \Sigma \quad \text{“Tensión para la onda plana de compresión”} \quad (3)$$

$$\tau = \gamma V_v V_s = G \text{tg}\alpha = G V_v/V_s \quad \text{“Tensión tangencial”} \quad (4)$$

$$\tau/\sigma = \gamma V_v V_s / \gamma V_v V_p = V_s/V_p \quad \tau/G = V_v/V_s = \text{tg}\alpha$$

$$G = \gamma V_s^2 \quad E_{\text{máx}} = \gamma V_p^2 \quad (G/E_{\text{máx}})^{0.5} = V_s/V_p$$

$$(\sigma/E)/(\tau/G) = \Sigma/\text{tg}\alpha = (V_v/V_p)/(V_v/V_s) = V_s/V_p = \tau/\sigma = (G/E_{\text{máx}})^{0.5}$$

$$\tau = \sigma \text{tg} \emptyset$$

$$\emptyset = \text{arc tg}(\tau/\sigma) = \text{arc tg}(V_s/V_p) = \text{arc tg}(G/E_{\text{máx}})^{0.5} \quad (5)$$

Con las medidas obtenidas de ondas sísmicas se establece una ley de amortiguación con registros de velocidad de vibración de partícula (Figura 1), las frecuencias de vibración del terreno no tienen que ser semejantes a las frecuencias de las ondas P o S. La energía es proporcional al cuadrado de “ V_v ”, este criterio se basa en que si una onda recorre un macizo rocoso, la deformación unitaria longitudinal “ Σ ” viene dada por el cociente V_v/V_p y si limitamos la velocidad de vibración de partícula estamos limitando esa deformación. La ley de transmisividad de la normativa es el objetivo del análisis de vibraciones, siendo “ r ” la distancia en m, “ Q ” la energía de impacto o los kilogramos de explosivo, K y β son parámetros del terreno y de la energía (UNE 22381.93). El módulo de rigidez es G y el módulo de onda P o compresión confinada (Young máximo): $E_{\text{máx}} = \gamma V_p^2$

$$V_v = K \left(\frac{r}{\sqrt{Q}} \right)^{-\beta} = \sigma / (\gamma E_{\text{máx}})^{0.5} = \tau / (\gamma G)^{0.5} \quad (6)$$

La máxima “ V_v ” puede ser la componente longitudinal debida a la onda P, pero podría ser

la vertical o transversal generadas por la onda S. Para calcular el esfuerzo cortante sísmico máximo “ τ ” y desplazamientos del terreno al vibrar una columna de suelo bajo el efecto de un sismo, la peligrosidad no sólo está en este valor pico de velocidad de vibración, también en la frecuencia baja de vibración del terreno y puede igualar a la onda de energía sísmica, las vibraciones de poca longitud de onda hacen que el talud vibre en distinta fase.

Levesque et al. (2004) obtienen un coeficiente de correlación $r^2=0,926$ para la tensión tangencial máxima no drenada “ $\tau_{\text{máx}}$ ” (7). El macizo rocoso lutítico Carbonífero a partir de 6 m de profundidad posee $V_s=800$ m/s y $\phi'=19^\circ$ que resulta una $\tau_{\text{máx}}=1540$ kpa= 154 t/m², con ella estimamos (8) la presión aplicada o tensión radial de pico $\sigma=480$ t/m².

$$\tau_{\text{máx}} (\text{kpa}) = (V_s / 7,93)^{1,59} \quad (7)$$

$$\tau_{\text{máx}} = C' + \sigma \tan \phi' = C' + (\sigma_{v0}' - \Delta u) (\tan \phi') = (\sigma_1' - \sigma_3') / 2 \quad (8)$$

En una onda de frente plano la tensión radial de pico “ σ ” es instantánea, “ E_1 ” y “ E_2 ” son módulo de elasticidad en las capas de transición, interfase o discontinuidad, la velocidad de vibración de la onda incidente es V_v , la velocidad de vibración de la onda Refracción o transmitida “ V_R y “ V_r ” es la velocidad de vibración de la onda reflexión ($V_v - V_r = V_R$). El cociente de impedancias es “ n ” si es alto la onda incidente es igual a menos la reflejada (Coates, 1973) menor cociente de impedancia indica más energía refractada y menor reflejada. El coeficiente de reflexión indica la relación entre amplitud reflejada e incidente, si es 0 toda la energía incidente es transmitida y si es próximo a 1 es alta reflexión (contraste de impedancia como terreno y fluido), en terrenos el valor alto es 0,5.

$$\sigma / (\gamma_2 E_2)^{0,5} - \sigma_r / (\gamma_2 E_2)^{0,5} = \sigma_R / (\gamma_1 E_1)^{0,5} \quad (9)$$

$\sigma_R = \sigma * (\text{coeficiente de Refracción})$

$\sigma_r = \sigma * (\text{coeficiente de reflexión})$

$$\sigma_R = 2\sigma / (1+n) \quad \sigma_r = \sigma(1-n) / (1+n) \quad n = (\gamma_2 E_2 / \gamma_1 E_1)^{0,5} = \gamma_2 V_{P2} / \gamma_1 V_{P1} = Z_2 / Z_1 \quad (10)$$

Si una onda de compresión (o sismo) “P” se propaga a través del macizo rocoso o capa profunda “2” con la tensión radial de pico $\sigma=480$ t/m² incide perpendicular, con máxima Refracción, en la interfase o discontinuidad inestable de un talud que limita la capa no-saturada “1” a 3,3m de profundidad, con velocidad de onda $V_{P2}=2500$ m/s y $V_{P1}=1250$ m/s. Calculamos las tensiones radiales de pico de las ondas de Refracción y reflexión “refleja una tensión de tracción P y una SV de cizalla” (pesos específicos $\gamma_2=2,3$ t/m² y $\gamma_1=2$ t/m²).

$$n=2,3*2500/2*1250=2,3 \quad \sigma_R=2*480/(1+2,3)=291 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_r=480(1-2,3)/(1+2,3)=-189 \text{ t/m}^2$$

Si el talud está en un estado de equilibrio:

$$-\sigma - \sigma_r + \sigma_R = 0$$

$$-\tau - \tau_r + \tau_R = 0$$

Para tensión tangencial $\tau=154$ t/m² de la onda incidente S, con $V_{S2}=800$ m/s y $V_{S1}=300$ m/s:

$$\tau_R = 2\tau / (1+n) \quad \tau_r = \tau(1-n) / (1+n) \quad n = (\gamma_2 G_2 / \gamma_1 G_1)^{0,5} = \gamma_2 V_{S2} / \gamma_1 V_{S1} \quad (11)$$

$$\tau_R = 2*154/(1+3,07)=75,7 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_r = 154(1-3,07)/(1+3,07)=-78,3 \text{ t/m}^2 \text{ (cizalla -)}$$

$$n = \gamma_2 V_{S2} / \gamma_1 V_{S1} = 2,3*800/2*300=3,07$$

Ahora si la fuente de onda sísmica se propaga en el terreno superior “1” e incide perpendicular sobre la discontinuidad inestable o interfase pasando al terreno profundo “2”, las tensiones serían:

$$\sigma_R = 2 \cdot 480 / (1 + 0,435) = 669 \text{ t/m}^2$$

$$n = 2 \cdot 1250 / 2,3 \cdot 2500 = 0,435$$

$$\tau_R = 2 \cdot 154 / (1 + 0,435) = 232,3 \text{ t/m}^2$$

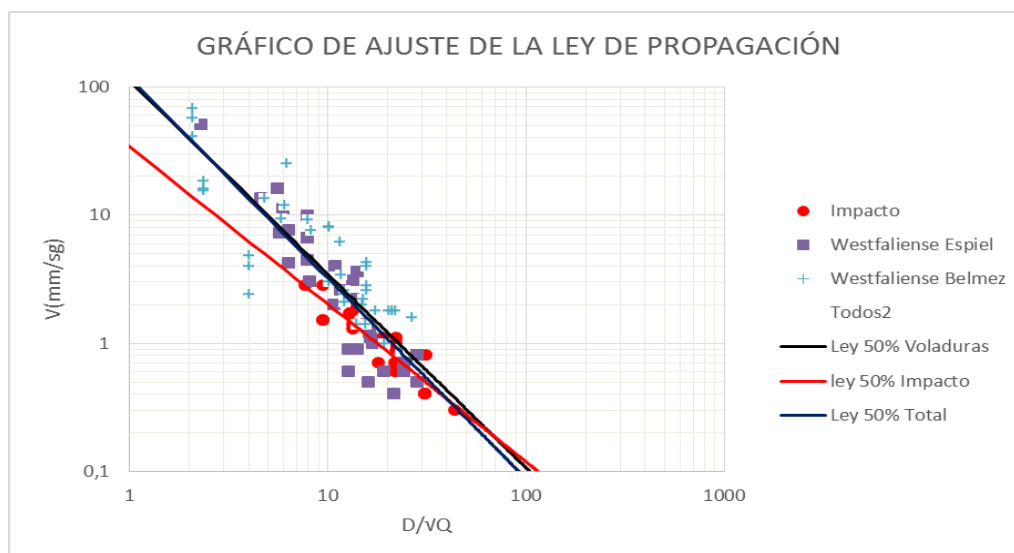
$$n = 2 \cdot 300 / 2,3 \cdot 800 = 0,326$$

$$\sigma_r = 480(1 - 0,435) / (1 + 0,435) = 189 \text{ t/m}^2 (\text{compresión})$$

$$\tau_r = 154(1 - 0,435) / (1 + 0,435) = 78,3 \text{ t/m}^2 (\text{cizalla } +)$$

Puede estimarse que en un plano de inestabilidad o interface en lutitas del Guadiato se refleja 1/3 de la tensión radial de pico (P y SV) y 1/2 de la tensión tangencial (S), al incidir la onda sísmica en la perpendicular a la interfase, si la onda que se propaga en el terreno llega a la interfase de un fluido se refleja integra la tensión tangencial y el 90% de tensión radial. Las cizallas producen escalones (prerotura) en el plano de rotura del talud.

Figura 1.- Análisis de vibraciones mediante impactos y voladuras



3. GEOTECNIA SÍSMICA

La Geotecnia Sísmica con sísmica en capa y vibraciones tiene mucho que aportar a la estabilidad de los taludes. El hinchamiento o expansión del terreno produce tensión horizontal pero también la tensión natural lateral provoca expansiones del terreno, y permite conocer el desplazamiento del terreno al obtener tensiones inducidas in-situ. Hardin y Black (1968) sintetiza las variables geotécnicas que intervienen en el módulo de rigidez transversal de pequeña deformación, el índice de poros es “e”, en las arcillas.

$$G_{\text{MAX,arcilla}} (\text{KN/m}^2) = [3230 (2'973 - e)^2 (\text{OCR})^R (\sigma'_{v0})^{0'5}] / (1 + e) \quad (12)$$

La presión efectiva vertical actual es σ_{v0}' (consolidación isotrópica) o confinamiento

geostático que tiene en el momento actual o la normal existente en el terreno. La constante “R” es función del índice de plasticidad “IP” (Hardin y Dwevich, 1972 y Cuellar, 1983) relaciona en una tabla el coeficiente “R” con “IP” y con ella, por nuestra parte, se ha obtenido la siguiente relación:

$$R = 0.07 + 0.0056 \text{ IP}$$

$$G_{\text{MAX. arcilla}} = G_{\text{MAX. arena}} (\text{OCR})^R \quad (13)$$

El módulo dinámico de rigidez tangencial “ G_{MAX} ” tal y como se obtiene en sísmica con pequeñas deformaciones, juega un papel fundamental en los estudios de propagación de las ondas sísmicas en el terreno y en la determinación de sus efectos en obras de tierra como presas de escollera, igualmente en los estudios de interacción dinámica suelo-estructura. Constituye además un parámetro básico para definir las constantes de muelle de los distintos modos de vibración de las cimentaciones (Cuellar, 1989).

En los suelos que han experimentado una historia de tensiones causada por la carga y descarga, Mayne (2001) ofrece una estimación del coeficiente de tensión lateral K_0 in-situ para terrenos preconsolidados, conociendo la razón de preconsolidación “OCR” y el ángulo de fricción efectivo ϕ' , por tanto se requiere el ensayo triaxial o el de corte directo. Realiza una compilación de arcillas y arenas de Lunne et al (1990 y 1994).

$$\tau = C' + \sigma' \tan \phi' \quad (8)$$

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \text{OCR}^{\tan \phi'} \quad (14)$$

Las deformaciones de inestabilidad de taludes tienen lugar cerca del estado in-situ “ K_0 ” y corresponde a la zona de la G_{MAX} . También la presión intersticial es función directa del OCR. El máximo estado del coeficiente de tensión lateral K_0 es el coeficiente de empuje pasivo K_p así en la descarga K_0 aumenta a $K_p = \sigma_{H0} / \sigma_{V0} = \sigma_1 / \sigma_3$ y adopta el valor del conservador criterio de Rankine:

$$K_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi') = \sigma_h / \sigma_v$$

Cuando $K_0 = K_p$ el OCR se sitúa en valores límites (15) y se considera la cohesión $C' = 0$ con la siguiente expresión se obtienen valores de interés.

$$\text{OCR}_{\text{LIMITE}} = [(1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')]^{1/\tan \phi'} \quad (15)$$

Se considera que altos valores del $\text{OCR}_{\text{LIMITE}}$ producen una red de grietas y diaclasas que se propagan en el suelo sobreconsolidado, fisuración de la macrofábrica con alta OCR, también influye las presiones de poro negativas observadas en terrenos arcillosos fisurados. En el instante de entrar en inestabilidad el plano de rotura puede variar la resistencia a través del geomaterial a la resistencia pico, y de ésta al iniciarse el movimiento pasa a la resistencia residual, pero la resistencia pico controla el desarrollo de la superficie crítica. El interés en las deformaciones sobre la inestabilidad de taludes es el que tiene lugar en el estado in-situ K_0 y corresponde a la zona caracterizada por la $G_{\text{máx}}$.

$$G_{\text{máx}} = \gamma \cdot V_s^2 \quad (16)$$

Mayne (2001) aporta una relación de la densidad aparente húmeda in-situ “ γ ” con la profundidad “Z” y “ V_s ”, 727 datos globales de suelos y rocas (17) y correlación $r^2 = 0.81$.

$$\gamma_{\text{húmeda}} (\text{kN/m}^3) = 8.32 \lg V_s (\text{m/s}) - 1.61 \lg Z (\text{m}) \quad (17)$$

Siendo γ_s la densidad de partículas sólidas, podemos conocer el índice de poro “e” en terreno húmedo con la expresión (17): $e = (\gamma_s - \gamma) / (\gamma - \gamma_w) = \eta / (1 - \eta)$

La capacidad de carga admisible “Q” puede ser descrita en función de la “ V_s ” de acuerdo con la expresión propuesta por Tezcan et al. (2006) con datos de laboratorio, prospección sísmica y sondeos, en el uso de esta expresión para taludes y cimentaciones no profundas se ha adoptado un coeficiente de seguridad FS=2, y se considera la densidad in-situ.

$$Q \text{ (Kpa)} = 0.4 \gamma \text{ (t/m}^3\text{)} V_s \text{ (m/s)} \quad (18)$$

Kokusho (1987) propuso una expresión simplificada (19) muy aceptada en prospecciones, similar a las propuestas por Imai y Yoshimura (1975), Shibata (1970), Imai y Tonouchi (1982), entre la “ V_s ” y el n° de golpes “N” del ensayo de penetración SPT.

$$\text{Arenas: } V_s = 80 N^{0.33} \quad \text{Arcillas: } V_s = 100 N^{0.33} \quad N = (V_s/100)^3 \quad (19)$$

El módulo de elasticidad estático “E” se conoce fácilmente en terrenos granulares con la recomendación (20) de Olalla (2007). La densidad in-situ “ γ ” propuesta por Mayne (2001) Georgia Institute of Technology (17), que encontró la relación (21) para las arenas.

$$E \text{ (kpa)} = G_{\max} \text{ (kpa)} / 2 = \gamma \text{ (t/m}^3\text{)} V_s^2 \text{ (m/s)} / 2 \quad (20)$$

$$E \text{ (kpa)} = 0.54 \gamma \text{ (t/m}^3\text{)} V_s^2 \text{ (m/s)} \quad (21)$$

La porosidad “ η ” se puede conocer también con las velocidades de propagación, los resultados se obtienen en tanto por ciento, y no pueden resultar negativos.

$$\eta = [(1/V_p) - (1/V_{p\text{Sólido}})] / [(1/V_{p\text{Fluido}}) - (1/V_{p\text{Sólido}})] \quad (22)$$

El coeficiente de balasto “K” puede obtenerse: $K \text{ (kpa)} = 4 \gamma \text{ (t/m}^3\text{)} V_s \text{ (m/s)} = 4 G_{\max} / V_s$

Para la zonificación del terreno que es la división en áreas homogéneas lateralmente o bien en profundidad, se recomienda utilizar la Clase de terreno para “ V_s ” con el Código Internacional de Edificación (IBC) adoptado por BSSC 1998. La onda S puede llegar mezclada y se superpone a la onda P (al reflejarse la P da también SV), pero en los geófonos situados a distancias >15 m del impacto la onda P llega a anularse antes de la llegada de la onda S. Esta onda S llega antes de la 1ª cresta de la onda Canal y cuando el tiempo desde su llegada hasta esta 1ª cresta se hace igual al periodo entre crestas.

Se han obtenido las resistencias al corte mediante datos sísmicos de la multicapa, los ángulos de fricción residuales “ ϕ_R ” han sido: 15°8', 18°7', 18°4' y 16°7' (en la 1ª, 2ª, 3ª capa y las lutitas del Carbonífero) que son similares al “ ϕ_R ” medio de 17° en la expresión (23) de Robertson y Campanella (1983) con densidad aparente γ en t/m³ y la “Q” en t/m² es la tensión admisible o resistencia en punta del cono en penetrómetro estático, el ángulo de fricción efectivo residual ϕ_R' .

$$\phi_R' = \arctan [0.1 + 0.38 \lg (Q / \sigma_{v0}')] \quad (23)$$

Se han realizado diversos ensayos de corte directo en muestras inalteradas de la lutita de la zona inferior no-saturada (2ª) y también en la capa profunda (3ª), ambas muestras coinciden con los valores estimados con sísmica. Se ha obtenido para la capa superior

activa un ángulo de fricción aparente o básico de 24° , que corresponde a la lutita meteorizada con $24,5^\circ$ de “arc tg(Vs/Vp)” del perfil de sísmica de vibraciones. La lutita diaclasada corresponde a los 28° obtenidos en la capa superior activa con los perfiles de sísmica de refracción, que son cotejados con ensayos triaxiales en discontinuidades que se han obtenido 27° . Los ensayos de corte directo a través del geomaterial de la capa inferior insaturada y de la capa profunda dan ángulos de fricción de 17° y $18,2^\circ$, son muy similares a los obtenidos por sísmica para los parámetros geomecánicos residuales de la capa profunda de $18,7^\circ$ y $18,4^\circ$ y el macizo rocoso con $16,7^\circ$. La cohesión obtenida en los ensayos de laboratorio es superior en 10^3 a la inducida por sísmica, así la cohesión sísmica con tensiones normales bajas corresponde a la dilatancia, no al corte residual. Ensayos de corte directo en lutita Namuriense dan 24° que se aproximan a los $23,2^\circ$ de la capa Activa. En la capa profunda con anterioridad se han realizado ensayos triaxiales en lutitas milonitizadas o trituradas con muchos espejos de fricción y se ha obtenido valores semejantes a los considerados residuales: $15,5^\circ$, $18,7^\circ$, $18,4^\circ$ y $16,7^\circ$ respectivamente para las capas, los ensayos triaxiales dan ángulos de fricción de 18° y cohesión de $0,2$ a $0,4$ kg/cm². También los ensayos triaxiales realizados (Daza 2011) en las lutitas con discontinuidades dan ángulos aparentes de 27° y cohesión de $0,2$ kg/cm².

Si aplicamos cargas verticales justo en los geófonos se obtiene la deformación axial y la distorsión transversal y el desplazamiento inicial del terreno. Una carga de 1 Kg/cm² supone 1 KJ y distorsión transversal de $16 \cdot 10^{-4}$ en la capa Activa, valida también en presión de hinchamiento. El límite de peligrosidad de desplazamiento uniforme es la distorsión $1/600 = 16 \cdot 10^{-4} = \Delta H/L$ que representa un desplazamiento diferencial “ ΔH ” (8mm) del ratio $L/600$, siendo la separación de cargas en cabeza de talud “ L ” (5m) y en la hoja de cálculo “Geotecnia Sísmica” se representa por la separación de geófonos para conocer la distorsión transversal real del terreno con esas cargas admisibles.

En un talud saturado el desplazamiento inicial procede de la distorsión transversal “tg α ”, del terreno del orden de 10^{-4} , por la profundidad “ D ” desde el nivel inestable o macizo rocoso basal y da valores máximos de 1 mm de desplazamiento inicial para la capa activa y de $0,04$ mm para la capa profunda rígida en la lutita del Carbonífero. Útil en la corrección de problemas estáticos y dinámicos de ingeniería de taludes.

El agua en contacto directo con la pared de la fisura y a causa de las fuerzas de cohesión, no se pone en movimiento, más cuando la fisura tiene espesores superiores a $0,5$ mm aparece la circulación de agua. La permeabilidad K (cm/s) que es del orden de 10^{-3} para espesor de 1 mm según Hoek y Bray (1981) que podría considerarse una junta cada 10 m. El desplazamiento inicial en la capa activa de 1 mm y al disminuir la humedad de terreno se generan fisuras verticales por tracción y superficies de discontinuidad irregular.

La permeabilidad obtenida de muestras inalteradas de lutita a 1 m de profundidad en los ensayos edométricos a presiones de 2 Kg/cm² ha sido de $0,2$ – $0,5 \cdot 10^{-5}$ cm/s (Namuriense y Westfaliense), a presiones de 4 Kg/cm² la permeabilidad es $0,3 \cdot 10^{-5}$ cm/s. También se han

realizado ensayos en laboratorio de permeabilidad con carga constante, muestra compactada y saturada ($<5\text{mm}$), a las 1'30 horas se obtiene $2'16 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$ y a las 24 horas la permeabilidad baja a $0'5 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$, similares a los edométricos.

La velocidad de onda P (m/s) por su frecuencia ($f > 70 \text{ Hz}$) sería la longitud de onda " λ " (10 m para el Westfaliense y 15 m para el Namuriense) correspondiente a espaciados de discontinuidades " b " (cm). Además el desplazamiento inicial debido a las distorsiones transversales es igual al correspondiente espesor abierto de las discontinuidades " e " (mm). Se obtiene la permeabilidad " K " paralela a la discontinuidad, en la expresión recogida por Hoek-Bray (1981) de tesis del Imperial College: Louis 1969, Shap 1970 y Maini 1971. La viscosidad del agua $0'0101 \text{ cm}^2/\text{s}$ y la aceleración de la gravedad 981 cm/s^2 .

$$K \text{ (cm/s)} = (981 \cdot e^3 / 10) / (12 \cdot b \cdot 0'0101) \quad (24)$$

En la capa inferior no-saturada el desplazamiento mínimo $0'4 \text{ mm}$ resulta $K = 40 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$, para la capa profunda rígida con desplazamiento mínimo de $0'2 \text{ mm}$ resulta $K = 6'5 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$. En el macizo rocoso el desplazamiento de $0'1 \text{ mm}$ obtiene permeabilidades $K = 0'2 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$, que es similar a la obtenida en el laboratorio. La humedad " W " se ha estimado en la multicapa con la relación: $W = \eta_e \gamma_d$ (aproximando la densidad aparente seca a la densidad in-situ obtenida en sísmica y se considera la porosidad eficaz como porosidad).

La identificación de un refractor conforma lo que se conoce como dromocrona (Tabla 1) y para interpretarla existen metodologías de cálculo (Cantos 1974, Clark y Maldonado 1978) como el tiempo intercepto y velocidades aparentes, que permite conocer las profundidades de refractores con las ondas P y S.

Se interpreta el perfil (Figura 6) por el método clásico "tiempo interceptado y velocidad aparente" que proporciona espesores de capas en la mitad de la distancia crítica del perfil sísmico para cada zona, en la dromocrona con la derivada de la curva resulta la pendiente " B ", y " t " es el tiempo de llegada al geófono a la distancia " x ": $B = dt/dx = 1/V_p$

Se ha realizado con anterioridad un sondeo mecánico de contraste con 90 m de profundidad que sólo atravesó lutita Namuriense y no localizó ningún nivel freático. En los terrenos de lutita de Belmez se ha realizado perfiles Norte-Sur y Oeste-Este (Tabla 2).

4. GEOTECNIA SÍSMICA Y DEFORMACIÓN POR VIBRACIONES EN LAS CAPAS ACTIVA, NO-SATURADA Y PROFUNDA

Las ondas sísmicas revelan conocimientos de características geotécnicas y fluidos, un proceso inverso basado en las medidas sísmicas y geotécnicas es una forma de estimar respuestas con gran resolución, se establece invirtiendo la velocidad de las ondas P y S desde la dromocrona con el modelo clásico de refracción tenemos velocidades en capas geotécnicas y se opera para igualar los espacios recorridos por las ondas P y S (sus velocidades por los tiempos de llegada de las ondas P y S a cada geófono y se igualan) obteniendo el valor medio que es el "espacio

de refracción” y presenta tolerancia en el rango de las profundidades obtenidas, se han considerado “velocidades unitarias” para P y S con los tiempos de llegada divididos por los espacios de refracción comunes. Resulta un modelo semejante al terreno con profundidades al dividir por 4 el “espacio de refracción”. En perfiles directos e inversos para evitar problemas de zonas subdeterminadas de la parte central o extremos del perfil, se adopta duplicar datos de los primeros y últimos geófonos a la parte central (Tabla 3), y de los centrales a los extremos. También se han recogido las velocidades obtenidas el método clásico de refracción con sus distancias críticas y $\frac{1}{2}$ distancias críticas consideradas también como “espacios de refracción” y obtener velocidades que permiten cotejar los parámetros geotécnicos de variable complejidad. En este proceso inverso de ingeniería de taludes con las variaciones de velocidad por el ajuste de los tiempos de viaje observados por el trazado de rayos, en el dominio de la investigación mediante la geoestadística Surfer con estimador lineal insesgado se puede mapear propiedades geotécnicas (Figura 2-5): estimación del ángulo de fricción in-situ, la carga admisible para un factor de seguridad de 2, la densidad aparente in-situ, módulos dinámicos, velocidades de ondas P y S, velocidad de vibración de partícula V_v , tensiones iniciales K_0 , deformaciones, ángulo de fricción residual y características hidráulicas. A 15 m de profundidad las deformaciones son considerables y la rigidez es pequeña, en la capa profunda y en el macizo rocoso no se observa deformación vertical ($\Sigma = V_v/V_p$) ni distorsión transversal ($\tan \alpha = V_v/V_s$) que sean importantes, pero en la zona activa e inferior se cuantifican deformaciones con amplitud de 10^{-4} y desplazamiento inicial de 1 mm con tracciones.

El rayo “directo” llega a los geófonos antes que la “S refracción” por ello no interfiere en su llegada, si al tiempo de llegada de la “S refracción” se incrementa la diferencia de tiempos de llegada de “P refracción” y rayo “directo”, tenemos aproximado el tiempo de llegada de la onda Rayleigh. Resultando unas amplitudes casi constantes del paquete de ondas cortantes o Canal debido a que la onda reflejada es constructiva (se refleja P y SV), para más tarde atenuarse en la cola de ondas superficiales. La onda refractada Rayleigh posee una velocidad del 72-94% de la “ V_s ”, va a seguir al rayo de refracción de la onda S.

El movimiento ondulatorio produce un paquete de ondas cortantes o guiadas en capa, llamada onda Canal compuesta por varias frecuencias que se desplazan a distinta velocidad (dispersión), la onda Canal circula progresivamente por todo el interior de la capa geotécnica adyacente a la interfase como consecuencia de la “refracción progresiva”. Así la onda Canal consta de una primera faja o stack con ondas “SH” y “SV” y ondas convertidas de “P”, una segunda faja de refracción progresiva con ondas Rayleigh, Love y convertidas de “S” (alguna reflejada), por último una tercera faja es la cola de ondas “Coda” con superficiales y dispersadas que depende sólo del terreno en pequeños seísmos.

La 1ª velocidad de onda S “ V_s ” en cada geófono es obtenida en la dromocrona (en cada geófono tenemos las profundidades con la media de P y S) y a partir de “ V_s ” se obtienen todos los espesores “H” de cada tramo elemental del interior de la capa, cada cresta de la onda Canal representa un tramo elemental con frecuencia “f”, mediante los atributos de “coherencia” (stack divergente) y “amplitud” (heterogeneidades): $H = V_s/4f$ (25)

Tabla 1. Dromocrona, velocidades de la onda P y tiempos de intercepto

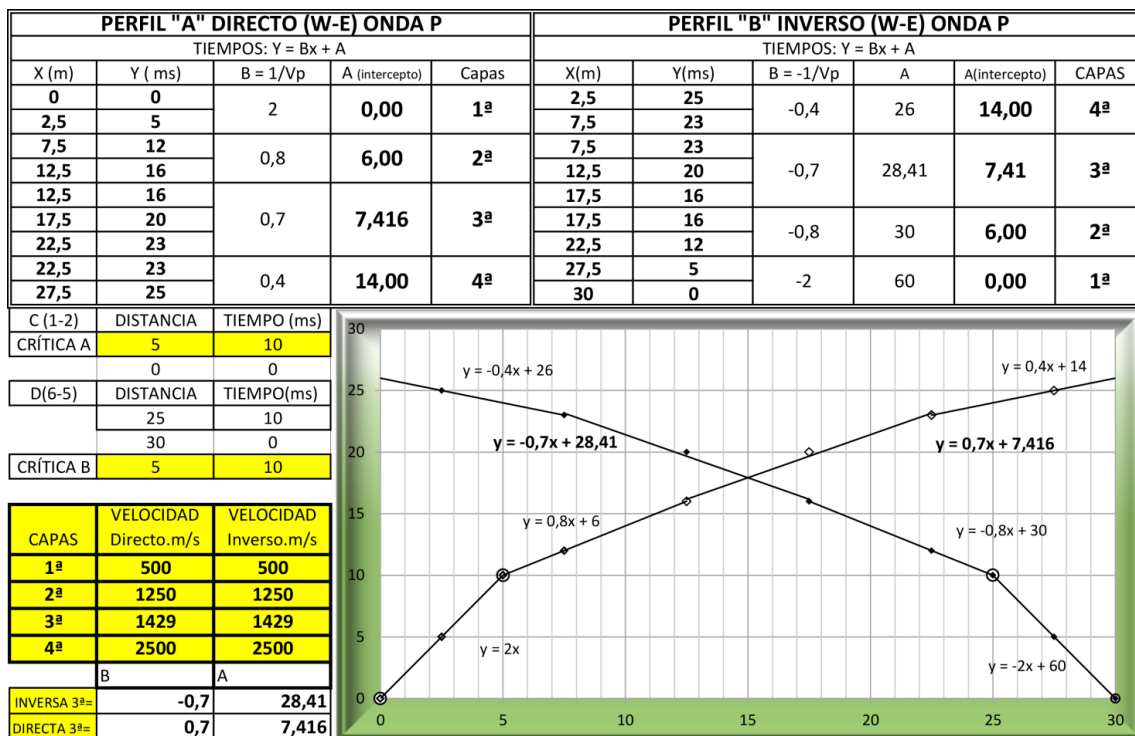


Tabla 2. Método clásico de refracción y módulos dinámicos

MÉTODO CLÁSICO DE REFRACCIÓN. MÓDULOS DINÁMICOS Y PARÁMETROS ONDA "P"														
Coeficiente tensión lateral o esfuerzo inicial "K _o "														
G _{máx} Arcilla (Mpa)														
OCR														
Índice de Poro "e"														
0,364														
Fricción Ø														
24														
PreConsol.t/m²														
18,00														
Índice poro e														
0,36														
Densidad de sólidos γ _s														
2,50														
Densidad aparente húmeda γ														
2,10														
Plasticidad														
14,00														
Profundidad														
1,20														
Vp m/s	Vs m/s	Tiempo P intercepto ms	Profundidad m	DISTANCIA CRÍTICA m	Módulo Poisson	Módulo Young E Mpa	Módulo Volumétrico B Mpa	Módulo Rigidez G Mpa	Módulo Compresión Confinada = γVp² (Mpa)	Sísmica Multicapa. Perfil (WE) A,B=Namuriense. Perfil (NS) C,D=Namuriense.	Capacidad Carga Admisible FS=2 Q (Kg/cm²)	arc tg(Vs/Vp) = Ø	Nspt	Densidad aprimada γ (t/m³)
500	156	6,0	1,64	0,00	0,45	147,8	456,9	51,1	525,0	A=Capa Activa	1,20	17,3	5	1,79
1250	294	7,4	3,29	5,00	0,47	533,9	3.039,2	181,5	3.281,3	A=Inferior NoSaturada	2,27	13,2	35	1,97
1429	500	14,0	5,93	12,81	0,43	1.787,8	4.271,8	625,0	5.105,1	A = Profunda Dura	4,59	19,3	171	2,12
2500	833		20,00	30,00	0,44	4.987,5	13.312,0	1.734,7	15.625,0	A=MACIZO ROCOSO	7,65	18,4	793	2,22
500	125	6,0	1,64	0,00	0,47	96,3	481,3	32,8	525,0	B=Capa Activa	0,96	14,0	3	1,71
1250	278	7,4	3,29	5,00	0,47	478,4	3.064,9	162,3	3.281,3	B=Inferior NoSaturada	2,14	12,5	29	1,95
1429	500	14,0	5,93	12,81	0,43	1.787,8	4.271,8	625,0	5.105,1	B = Profunda Dura	4,59	19,3	171	2,12
2500	833		20,00	30,00	0,44	4.987,5	13.312,0	1.734,7	15.625,0	B=MACIZO ROCOSO	7,65	18,4	793	2,22
333	143	6,0	1,06	0,00	0,39	119,1	175,6	42,9	232,9	C=Capa Activa	1,10	23,2	4	1,79
1000	303	10,0	3,61	3,00	0,45	558,9	1.842,9	192,8	2.100,0	C=Inferior NoSaturada	2,34	16,9	38	1,97
1500	585	0,0	0,00	11,39	0,41	2.413,2	4.484,3	855,6	5.625,0	C = Profunda Dura	5,37	21,3	275	0,00
0	0		0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	C=MACIZO ROCOSO	0,00	0,0	0	0,00
333	125	7,0	1,21	0,00	0,42	93,1	189,1	32,8	232,9	D=Capa Activa	0,96	20,6	3	1,73
1250	294	8,3	2,74	3,18	0,47	533,9	3.039,2	181,5	3.281,3	D=Inferior NoSaturada	2,27	13,2	35	1,98
1429	385	15,0	6,23	11,85	0,46	1.082,7	4.611,0	370,6	5.105,1	D = Profunda Dura	3,53	15,1	78	2,02
2500	625		20,00	30,00	0,47	2.864,6	14.322,9	976,6	15.625,0	D=MACIZO ROCOSO	5,74	14,0	335	2,12

A manera de conclusión la superficie de rotura en taludes de lutitas de la Cuenca del Guadiato está influida por la presencia de agua de 2 a 3,5m de profundidad en discontinuidades neotectónicas y por la capa activa humedad-succión con la distensión in-situ de K₀.

Figura 2. Ángulo de Fricción estimado (perfil N-S)

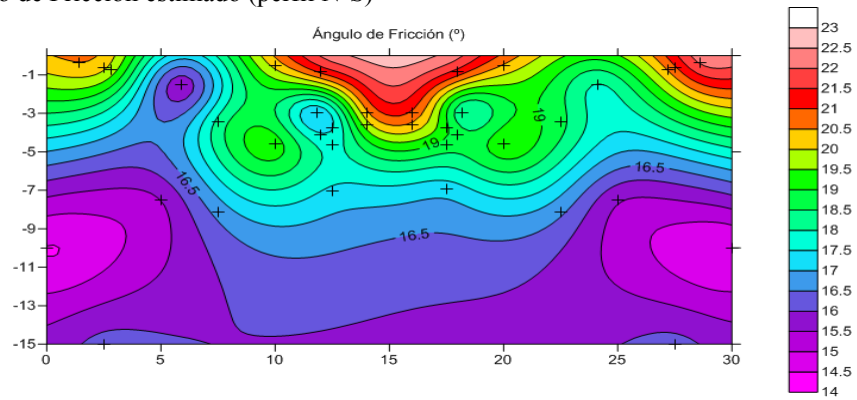


Figura 3. Coeficiente de tensión lateral in-situ K_0 (perfil oeste-este)

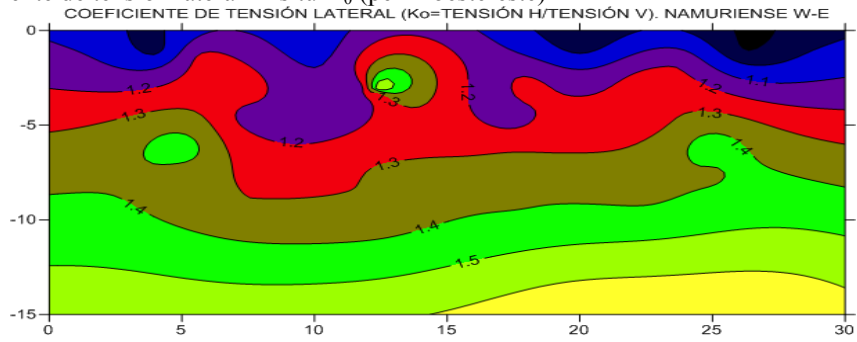


Figura 4. Razón de Preconsolidación OCR (perfil N-S)
OVER CONSOLIDATION RATIO "OCR". LUTITA NAMURIENSE

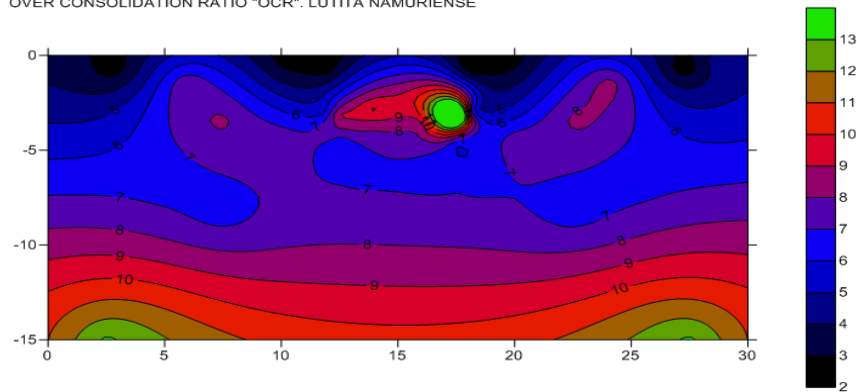


Figura 5. Velocidad de propagación de la onda P (perfil oeste-este)

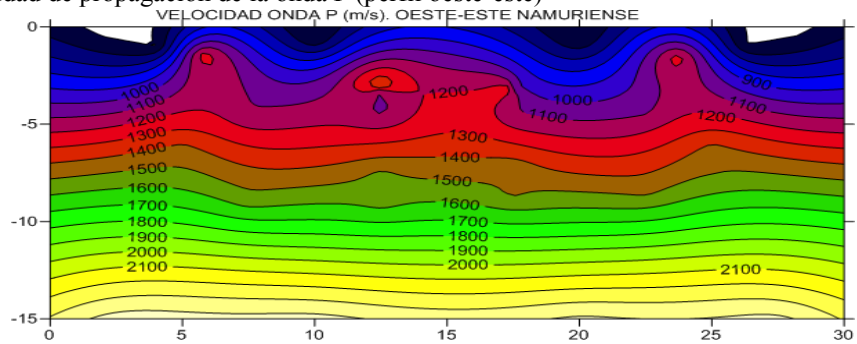


Tabla 3. Geotecnia Sísmica: Proceso inverso y deformación en perfiles oeste-este

2,5	5	500	6,3	0,62	8,1	16	156	20,01	1,86	17,4	3,6	1,03	1,21	1,25	22134	4,3	29,0	2,5
13,1	12	1091	0,2	3,27	2,6	38	344	0,71	2,03	17,5	7,3	1,27	2,92	0,23	65	1,3	22,4	7,5
17,4	16	1084	0,1	4,34	2,6	50	347	0,46	2,01	17,7	6,4	1,22	2,92	0,20	40	1,3	20,1	12,5
29,8	20	1490	0,0	7,45	1,3	62	480	0,14	2,09	17,9	9,3	1,38	4,20	0,11	5	0,6	18,3	17,5
33,9	23	1475	0,04	8,48	1,4	70	485	0,12	2,08	18,2	8,9	1,36	4,22	0,10	4	0,7	17,3	22,5
62,9	25	2516	0,01	15,73	-0,1	76	828	0,03	2,23	18,2	19,3	1,73	7,73	0,04	0,2	0,0	16,5	27,5
2,5	5	500	6,3	0,62	8,1	16	156	20,01	1,86	17,4	3,6	1,03	1,21	1,25	22134	4,3	29,0	10,0
13,1	12	1091	0,2	3,27	2,6	38	344	0,71	2,03	17,5	7,3	1,27	2,92	0,23	65	1,3	22,4	12,5
17,4	16	1084	0,1	4,34	2,6	50	347	0,46	2,01	17,7	6,4	1,22	2,92	0,20	40	1,3	20,1	22,5
29,8	20	1490	0,0	7,45	1,3	62	480	0,14	2,09	17,9	9,3	1,38	4,20	0,11	5	0,6	18,3	25,0
33,9	23	1475	0,0	8,48	1,4	70	485	0,12	2,08	18,2	8,9	1,36	4,22	0,10	4	0,7	17,3	17,5
62,9	25	2516	0,0	15,73	-0,1	76	828	0,03	2,23	18,2	19,3	1,73	7,73	0,04	0	0,0	16,5	20,0
2,0		500	8,7	0,50	8,1		156	27,94	1,87	17,3	4,0	1,06	1,22	1,41	31464	4,3	30,5	2,0
5,8		1250	0,7	1,46	2,0		294	2,88	2,03	13,2	7,9	1,24	2,49	0,42	336	1,0	27,4	5,8
12,5		1429	0,2	3,13	1,5		500	0,52	2,17	19,3	15,9	1,67	4,53	0,16	17	0,7	25,7	12,5
4,0		500	3,0	1,01	8,1		156	9,61	1,82	17,3	2,8	0,96	1,19	0,97	10236	4,4	25,4	4,0
11,7		1250	0,2	2,92	2,0		294	0,99	1,98	13,2	5,5	1,14	2,43	0,29	109	1,0	22,0	11,7
25,0		1429	0,1	6,25	1,5		500	0,18	2,12	19,3	11,1	1,48	4,43	0,11	6	0,7	20,1	25,0
80,0		2500	0,01	20,00	0,0		833	0,02	2,22	18,4	17,2	1,68	7,73	0,04	0,1	0,0	14,5	30,0
27,5	5	500	6,2	0,63	8,1	20	125	24,96	1,78	14,0	2,3	0,92	0,93	1,56	43037	4,5	27,4	27,5
17,5	12	1042	0,3	3,13	2,8	36	347	0,75	2,03	18,4	7,6	1,30	2,95	0,24	71	1,4	22,8	22,5
12,2	16	1112	0,1	4,45	2,5	56	318	0,48	1,98	15,9	5,2	1,14	2,63	0,21	49	1,3	19,2	17,5
-0,8	20	1540	0,0	7,70	1,2	66	467	0,14	2,08	16,9	8,6	1,33	4,05	0,11	5	0,6	17,8	12,5
-5,4	23	1541	0,03	8,86	1,2	76	466	0,11	2,07	16,8	8,0	1,30	4,03	0,10	4	0,6	16,5	7,5
-35	25	2616	0,01	16,35	-0,1	82	798	0,03	2,22	17,0	17,4	1,63	7,40	0,04	0,2	-0,1	15,9	2,5
27,5	5	500	6,2	0,63	8,1	20	125	24,96	1,78	14,0	2,3	0,92	0,93	1,56	43037	4,5	27,4	20,0
17,5	12	1042	0,3	3,13	2,8	36	347	0,75	2,03	18,4	7,6	1,30	2,95	0,24	71	1,4	22,8	17,5
12,2	16	1112	0,1	4,45	2,5	56	318	0,48	1,98	15,9	5,2	1,14	2,63	0,21	49	1,3	19,2	7,5
-0,8	20	1540	0,0	7,70	1,2	66	467	0,14	2,08	16,9	8,6	1,33	4,05	0,11	5	0,6	17,8	5,0
-5,4	23	1541	0,0	8,86	1,2	76	466	0,11	2,07	16,8	8,0	1,30	4,03	0,10	4	0,6	16,5	12,5
-35,4	25	2616	0,0	16,35	-0,1	82	798	0,03	2,22	17,0	17,4	1,63	7,40	0,04	0	-0,1	15,9	10,0
28,2		500	10,0	0,46	8,1		125	40,11	1,80	14,0	2,7	0,96	0,94	1,84	70869	4,5	29,6	28,2
23,7		1250	0,6	1,58	2,0		278	2,70	2,00	12,5	6,7	1,18	2,33	0,43	350	1,0	26,4	23,7
17,5		1429	0,2	3,13	1,5		500	0,52	2,17	19,3	15,9	1,67	4,53	0,16	17	0,7	25,7	17,5
26,3		500	3,4	0,92	8,1		125	13,79	1,75	14,0	1,9	0,88	0,92	1,27	23056	4,6	24,4	26,3
17,4		1250	0,2	3,15	2,0		278	0,93	1,95	12,5	4,7	1,10	2,27	0,29	114	1,0	20,9	17,4
5,0		1429	0,1	6,25	1,5		500	0,18	2,12	19,3	11,1	1,48	4,43	0,11	6	0,7	20,1	5,0
-50		2500	0,01	20,00	0,0		833	0,02	2,22	18,4	17,2	1,68	7,73	0,04	0,1	0,0	14,5	0,0
Espacio Refracción (m)	P ms	Vp m/s unitaria	Deformación Σ (10 ⁻⁴)	Profundidad D (m)	Porosidad %	S ms	Vs m/s unitaria	Distorsión tga (10 ⁻⁴)	Densidad IN SITU (t/m ³) γ	arc tg(Vs/Vp) = ϕ	OCR	$\sigma_h/\sigma_v = K_0$	Carga admisible Q kg/cm ²	Desplazamiento inicial (mm)	Permeabilidad K (10 ⁻⁶) cm/s	% Humedad	Fricción ϕ_g	Longitud

D=Profundidad (m)=Espacio/4 Plasticidad: 14 Vp fluido: 1650 Vp sólido T1= 2445 Frecuencia P = 70

Q=ImpactoKJ=GomaMJ: 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 (geófono o cemento kg/cm²)

K = 151 DirectaVp= 500 1250 1250 1429 1429 2500 Vv(mm/s)=K(D/Q^{0,5})^(-B)

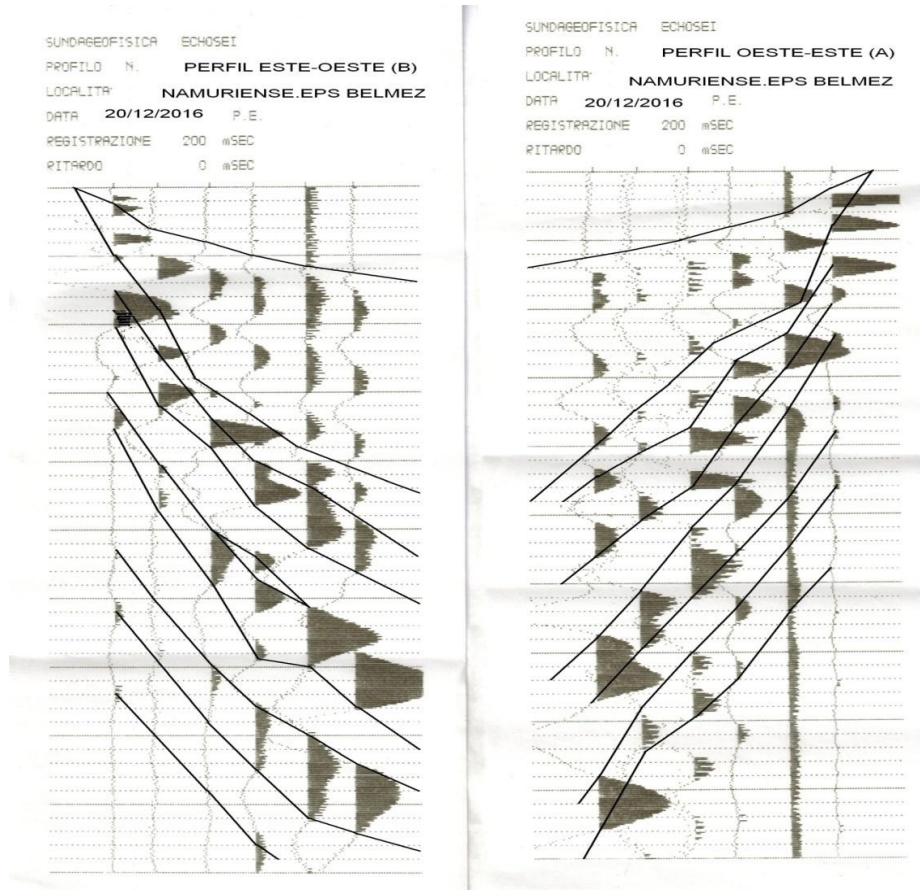
B = 1,5 DirectaVs= 156 294 294 500 500 833 $\Sigma=Vv/Vp$ tga=Vv/Vs

InversaVp= 500 1250 1250 1429 1429 2500

InversaVs= 125 278 278 500 500 833

GEOTECNIA SÍSMICA: PROCESO INVERSO Y DEFORMACIÓN (NAMURIENSE OESTE-ESTE)

Figura 6. Perfiles Sísmicos Oeste-Este con tiempos de ondas P, S y la Onda Canal



REFERENCIAS

- BSSC (1998) "Building Seismic Safety Council". Edition 1997 NEHRP. Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings, FEMA 302-303, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. "Código Internacional de Edificación IBC (2006).
- Cantos, J. (1974) "Tratado de geofísica Aplicada". Sección publicaciones de Escuela Minas, Madrid.
- Clark Davenport, G., Maldonado, A. y Negrillo, R. (1978). "Técnicas Geofísicas para la determinación de propiedades elásticas". Tecniterrae (Madrid).
- Coates, D. F. (1973) "Fundamentos de Mecánica de Rocas", Cap. VIII: Dinámica de Rocas. Centro de Inv. Minera. Ministerio de Energía, Minas y Recursos Naturales de Canada. Litoprint, Madrid (1973). Rock Mechanics applied to the design of underground instalations to resist ground shock from Nuclear Blast. 5° Symp. Rock Mechanics, Unv. Of Minnesota.
- Código Técnico de Edificación (2006). CTE. Documento Básico Cimientos, SE. AENOR (1993): "Control de vibraciones producidas por voladuras. UNE 22.381.93"
- Cuellar Mirasol, Vicente. (1983) "Propiedades dinámicas del suelo. Ensayos de campo y de laboratorio". 75 pgs. Laboratorio de Carreteras y Geotecnia. Ministerio de Fomento. Madrid.

- Cuellar Mirasol, Vicente. (1989) "Uso Geotécnico de parámetros Geofísicos". Laboratorio de Geotecnia. CEDEX. Curso Técnicas Geofísicas aplicadas al reconocimiento Geotécnico.
- Daza Sánchez, A. (2011). "Aplicaciones industriales de los terrenos arcillosos de la provincia de Córdoba" Tesis Doctoral. Sobresaliente "Cum Laude", Universidad de Córdoba. <http://hdl.handle.net/10396/5231>
- Daza, A. (1989). "Empuje hidrostático en taludes con baja permeabilidad". Capítulo de libro: Tomo homenaje a Jorge Porras Martín, de la Asociación Española de Hidrología Subterránea. IGME: "Hidrogeología y Recursos Hidráulicos XIV". Pgs 113–124. Madrid 1989.
- Daza A., Gutiérrez-Ravé J., Siles J., Aroca G., Almansa C., Sánchez M.D. y Viñals A. (2016). "Innovación en Sismica de Impactos para vibraciones del Terreno". 10º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica. Edita: Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (Tomo I) Issn 978–84–945284–2–2. Pp 147–156. A Coruña, 2016.
- Denver, H (1982). Modulus of Elasticity for Sand Determined by SPT and CPT. Proc. ESOPT.2. Amsterdam.
- González Montero, Juan (1978) "Disgregación de rocas. Análisis de la alternativa: escarificación o voladura". Revista Industria Minera, agosto 1978. Colegio de Ingenieros de Minas. Pp.27–39.
- Hardin BD y Black WL (1968). "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay" y Soil Mech. Div., Proc. ASCE, Vol.94 nºSM2, Mar. pp.353–369. Hardin BD y Drnevich VP (1972) "Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves" J. Soil Mech. and Found. Dic. Proc. ASCE. Vol. 98 nº SM7.
- Hoek, E. & Brown, E.T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. London, Instm. Mining Metall.
- Hoek, E. & Bray, J. (1981). *Rock Slope Engineering*. London, Instm. Mining Metall.
- Imai, T. y Tonouchi K. (1982) "Correlation of N value with s-wave velocity" Proc. 2ud. European Symp. On Penetratirion Testing, Amsterdam.
- Kokusho, T. (1987) "In-situ dynamic soil properties and their evaluation" Proceeding 8th Asian Regional Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Kyoto, 2: 215–240.
- Levesque, D., Blowin, A., Neron, C. y Monchalin, JP. (2004). Perfomance of ultrasonic imaging with frequency domain SAF. 17 th wold conference on nondestructive testing WCNDT 2004. Shanghai (China).
- Lunne, T., Lacasse, S. and Rad, N.S. (1994). General Report: SPT, CPT, PMT and recent developments in in-situ testing. Proceeding, 12th ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro, 2339–2403.
- Mayne, Paul W. (2001). "Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests" Institute Georgia USA. Proceedings, International Conference on In-situ Measurement of soil properties y case histories (In situ 2001) Bali, Indonesia, May 21-24, 2001, pp27–48.
- Olalla Claudio (2007) COICCP "Recomendación al estudio geotécnico del Código Técnico de Edificación". Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos. Madrid, 2007.
- Ramirez Oyanguren, Pedro y Alejano Monge Leandro. (2004) "Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes" ETSIM de Madrid. Libro de 285 pgs.
- Robertson, P.K: y Campanella, R.G. (1983) "Interpretation of cone penetration tests: sands". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20 (4), 719–733.
- Shibata, T. (1970) "Relations between transverse ware velocity in ground and N value of penetration test". Read before the 5th soil engineering studies anno uncement meeting, 1970.
- Stagg, K.G., Zienkiewicz, O.C., Hoek, E., Deere, D.V., Hendron A.J., Morgenstern, N.R., Rogerts, A. (1970). *Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica*. John Wiley y Sons, London 1968. Editorial Blume (Madrid).
- Tezcan, S. S., Keceli, A. y Z. Ozdemir (2006) "Allowable bearing capacity of shallow foundations base on shear ware velocity". Geotechnical and Geophysical Engineering, 24: 203–218.

LA CAMPA DE SAN BERNABE, UN CASO SINGULAR DE INESTABILIDAD DE LADERA.

J. GONZÁLEZ-GALLEGO*, J.L. GARCÍA DE LA OLIVA*, J. MORENO*

* Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
Ministerio de Fomento

RESUMEN

La Campa de la Ermita de San Bernabé está situada sobre un relleno antrópico que da acceso a una de las entradas al Monumento Natural de Ojo Guareña. Este complejo kárstico es uno de los mayores del mundo, con más de 100 km de desarrollo que, además, posee un gran valor natural y antropológico. El conjunto Campa-Ermita-Cueva constituye el corazón del Monumento que recibe más de 20000 visitas anuales.

Algunas zonas de la Campa han mostrado, en los últimos años, deformaciones en forma de asientos significativos (hasta 20 cm anuales) y grietas, coincidiendo fundamentalmente con episodios muy lluviosos. En otras zonas contiguas de la ladera que no se corresponden con el relleno antrópico de la campa también se han identificado asientos de importancia.

En la actualidad se está llevando a cabo una campaña de investigación para poder establecer la cinemática de la ladera y su relación con el comportamiento hidrológico del sumidero del río Guareña.

1. INTRODUCCIÓN

El Monumento natural de Ojo Guareña está situado en el norte de la provincia de Burgos, en la comarca de las Merindades, en la vertiente sur de la cordillera Cantábrica (Figura 1)

Es un gran complejo kárstico, con más de 100km de galerías, excavado por los ríos Trema, Guareña y el arroyo de Valdemartín, al sur del valle de Sotoscueva.

En la principal entrada al complejo está ubicada la ermita de San Tirso y San Bernabé, realizada aprovechando el abrigo natural que la cueva ofrecía y en el que se han encontrado restos de actividad humana desde el paleolítico.

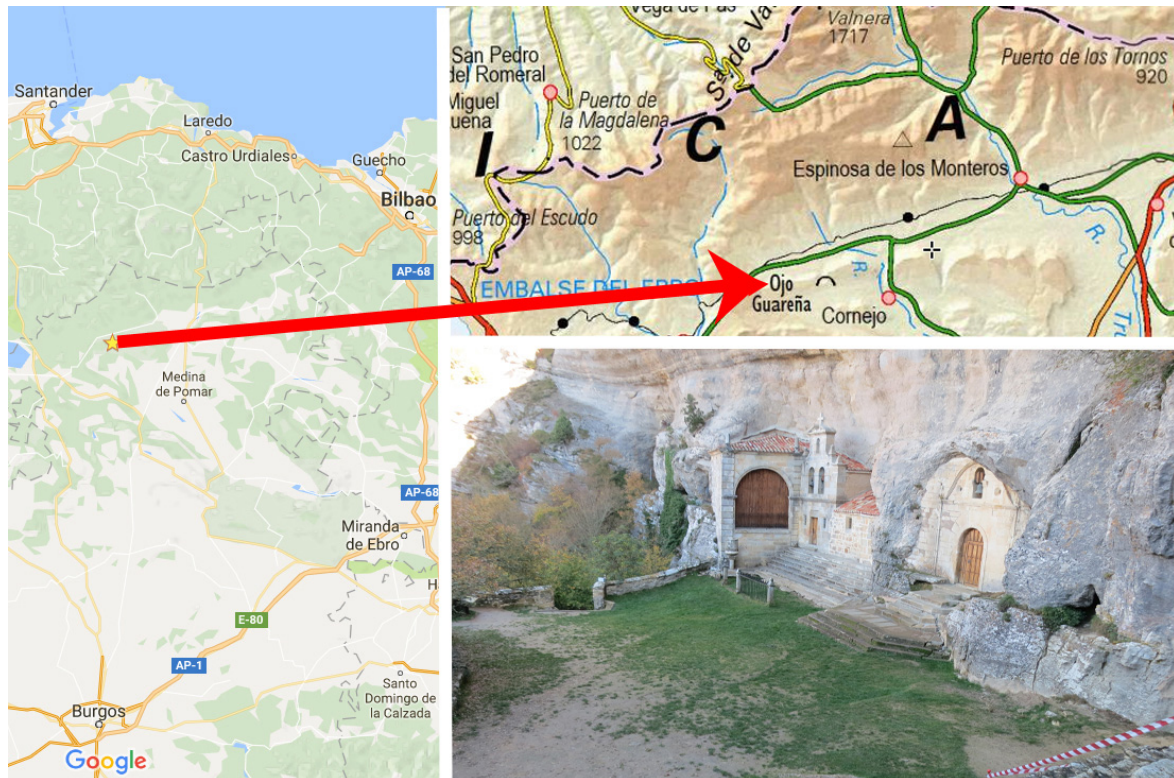


Figura 1. Ubicación de la Campa de la Ermita de San Bernabé. Acceso principal a Ojo Guareña

El Monumento natural de Ojo Guareña recibe unos 20000 visitantes anuales y su principal centro de atención es la ermita y las galerías de la cueva adyacentes. El acceso a la misma se hace a través de una explanada, denominada “Campa” localmente.

La Campa es un pequeño relleno antrópico de principios del siglo XX. Está situada sobre un coluvial, en lo alto de un valle ciego al pie del cual está el sumidero del río Guareña, que se encuentra a unos 60 m de desnivel por debajo de la Campa.

Si bien históricamente se habían detectado algunos episodios de asentamientos en la Campa, en el invierno de 2015 fueron especialmente acusados y ha crecido la intranquilidad respecto a su estabilidad global, especialmente por la cantidad de visitas que recibe anualmente.

2. MARCO GEOLÓGICO

El Monumento natural de Ojo Guareña es una zona de un gran valor geológico tanto por el complejo kárstico como por la geomorfología general del área.

Se enmarca geológicamente en el lado sur del valle de Sotoscueva, en materiales sedimentarios fundamentalmente carbonatados del cretácico superior.

Se trata de un relieve en cuesta formado a partir de una serie monoclinal de calizas coniacienses (Cretácico sup.) siendo la vertiente sur muy suave, 10°-12° y la norte muy abrupta, y condicionando claramente la geomorfología de la zona.

En la Figura 2 se muestra la cartografía geológica de la hoja nº84 del MAGNA donde pude apreciarse la ubicación de Ojo Guareña y los materiales de su entorno.

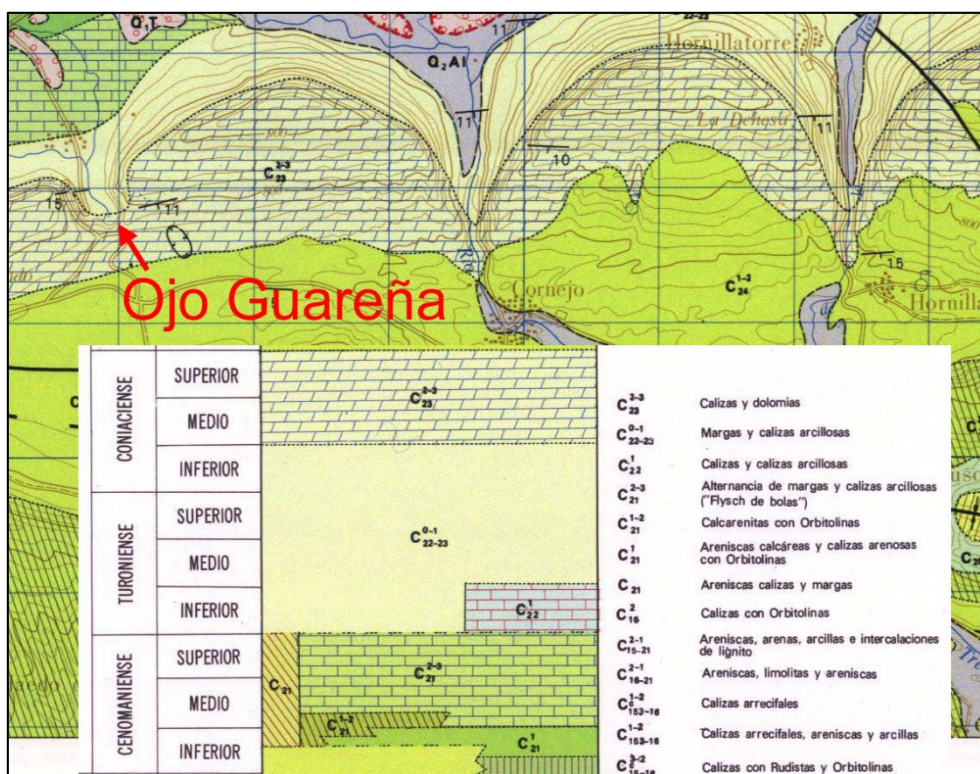


Figura 2. Marco Geológico extraído de la hoja MAGNA nº84 del IGME

A muro de las calizas coniacienses se disponen las margas del turoniense, con algunas intercalaciones de calizas arcillosas, que suponen el nivel impermeable de base sobre el cual discurren los cursos de agua de la zona. La potencia de la capa de calizas coniacienses es mayor en la zona oriental del valle de Sotoscueva llegando a 130m de espesor.

Al norte del valle de Sotoscueva se encuentra la sierra de los Morteros. Las laderas sur de esta sierra, formadas por materiales impermeables (areniscas y limolitas) suponen un gran aporte hídrico, a través de multitud de arroyos, al valle de Sotoscueva, que en dirección norte-sur se encuentran con la barrera (este-oeste) formada por los materiales carbonatados de Ojo Guareña que cortan su paso.

De los tres cursos de aguas principales que hay en el valle de Sotoscueva, dos de ellos, el río Trema y el arroyo de la Hoz consiguieron horadar las cuestas de caliza hasta formar un valle por el que abrirse paso. Sin embargo, y afortunadamente, el río Guareña tuvo que sumirse en

las calizas formando una extensa red kárstica (una de las mayores del mundo) repartida en 6 pisos diferentes.

En la Figura 3 se muestra una panorámica extraída de Google Earth donde puede apreciarse el valle de Sotoscueva y los tres ríos que se encuentran con la barrera que forman las cuevas coniacienses, el arroyo de la Hoz, el río Trema y el Guareña.

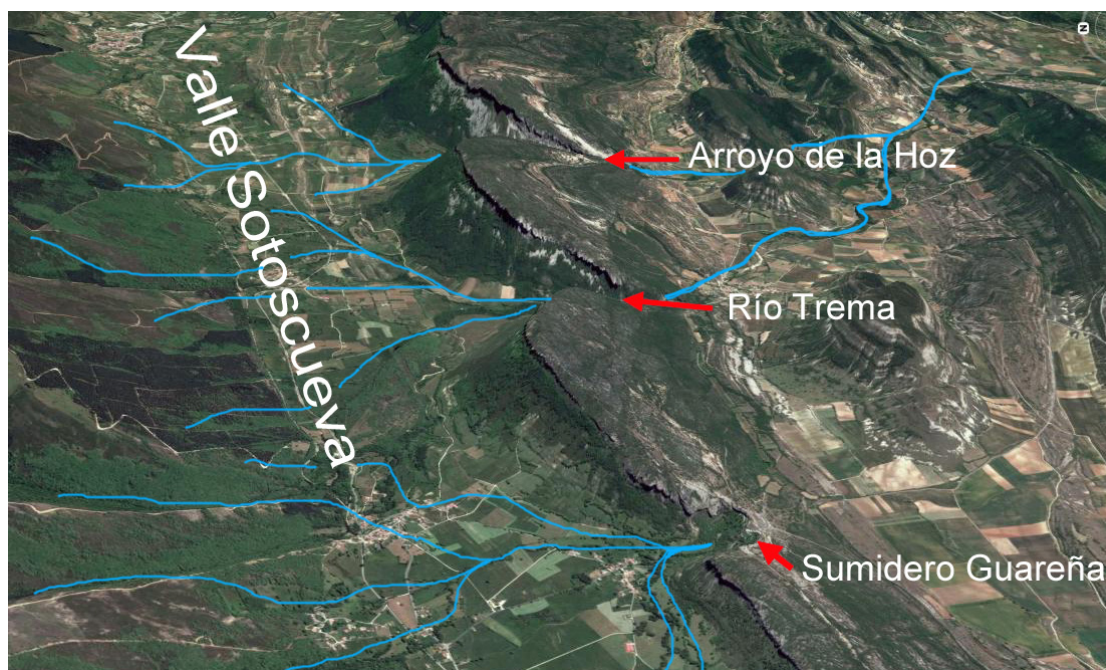


Figura 3. Vista del valle de Sotoscueva, las cuevas de caliza y los tres cursos hídricos que las atraviesan

Es un hecho singular el que, a pesar del encajamiento de la red hidrográfica, el río Guareña haya mantenido su curso invariable en esa zona durante cientos de miles de años, lo que ha provocado que según se iba encajando fuera creando diferentes niveles de galerías subterráneas.

El primero de los sumideros fue la cueva donde hoy en día se ubica la ermita de San Bernabé, y según se fue encajando el río, se fueron formando los diferentes niveles de la cavidad y el sumidero fue descendiendo hasta su cota actual, que se encuentra a 60m por debajo de la ermita.

De hecho hay restos de actividad humana en algunas galerías que indican que hubo un momento en el que tenían un acceso directo desde la ladera que en la actualidad está cubierto por el coluvial.

En la Figura 4 se muestra una vista de satélite detallada en la que se aprecia la ubicación de la ermita con un triángulo naranja, el sumidero con un círculo azul y puede verse en la parte superior de la foto el pueblo de Cueva, al que llega el agua cuando el sumidero no es capaz de evacuar el caudal del río Guareña en periodos de crecidas.



Figura 4. Vista de satélite de detalle del emplazamiento de la ermita (naranja) y sumidero (azul)

El karst se desarrolló favorecido por las superficies de debilidad del macizo tanto las que corresponden a planos de sedimentación como a la red de fracturación.

3. PATOLOGÍA DE LA LADERA

En el invierno de 2014 a 2015 se produjeron en la Campa unos asientos especialmente acusados que llegaron a los 20cm en algunas zonas. Estos asientos se reflejan en mayor medida en la zona de contacto entre el relleno y la roca, y en los elementos estructurales que hay en la Campa (escaleras de acceso, muros de mampostería, etc.).

En la Figura 5 se muestran diferentes zonas de la campa en las que se aprecian signos de deformaciones verticales.



Figura 5. Vista de los asientos y daños estructurales que se aprecian en la campa

Durante las visitas realizadas se ha podido comprobar que los asientos no solo se han producido en la zona de la Campa sino que en la ladera, al este de ella, también se manifiesta un asiento de parecidas dimensiones en el contacto coluvial-roca.

La magnitud del asiento es muy similar en toda la campa y se puede seguir por todo el contacto de la misma con el farallón rocoso, cerrando claramente en el lado oeste y prolongándose hacia el este por la ladera natural (ver Figura 6). En el resto de la ladera no se han encontrado signos de deformaciones destacables.

En uno de los extremos de la campa existe un gran bloque de caliza de unos 18m de altura sobre el que se apoya la escalera de acceso a la campa y el muro perimetral de la misma. Este bloque debe haberse movido de forma solidaria con el conjunto coluvial-relleno antrópico ya que no está in situ tal y como puede apreciarse por el cambio de orientación de su estratificación respecto al farallón rocoso.

Cabe destacar que el río en los últimos años ha sufrido crecidas considerables debido a que el sumidero agota su capacidad hidráulica en épocas de avenida. Cuando ocurre este fenómeno, la cota del agua puede llegar a subir hasta 15 m en el pie de la ladera sobre la

que se asienta la Campa, formándose un lago cuya parte trasera llega a invadir la carretera de acceso al pueblo de Cueva, llegando a las primeras casas.



Figura 6. Vista panorámica de la campa. La línea roja es el contorno de la zona que muestra movimiento.

Coincidiendo con este fenómeno se han encontrado, en el interior de la cueva, modificaciones de carácter geomorfológico que indican un cambio del funcionamiento del régimen hídrico de la misma.

Se han podido apreciar fuertes erosiones en depósitos cuaternarios de la cavidad (Foto 1) e importantes acumulaciones de sedimentos en otras zonas. Es decir, zonas de la cavidad que se consideraban fósiles desde un punto de vista del desarrollo del karst se ha vuelto activas con los colapsos del sumidero (Foto 2).



Foto 1. Erosión actual en depósitos antiguos



Foto 2. Zona de colmatación en el sumidero

Se ha constatado que el agua, en épocas de crecida, entra por la Sala Negra (cuarto de los niveles de los seis que forman la cavidad) y circula por galerías hasta la Sala Cacique. Este fenómeno de cambio en el régimen hídrico en el interior de la cueva nunca se había observado en los 50 años que lleva explorándose la cavidad.

El grupo de espeleología Edelweiss que lleva explorando la cueva desde que se iniciaron los trabajos de prospección a finales de los años 50 destaca que también se han producido cambios en el interior del sumidero, constatando la caída y movimiento de algunos bloques del techo (la parte inicial de la galería que forma el sumidero está situada en materiales coluviales con grandes bloques).

Durante la primera semana de agosto de 2015, aprovechando la época de estiaje, se realizó una visita al interior del sumidero y al interior de la cavidad. Pudiendo corroborar las informaciones de Edelweiss. El punto más alejado al cual se llegaba entrando por el sumidero hoy en día ya no se puede alcanzar debido a que la galería está colmatada de sedimentos detríticos y ramas.

Históricamente se tiene constancia de algunos episodios de lluvias excepcionales, por ejemplo en los años 1980 y 1981 que se relacionan con otros asientos que se produjeron en la Campa y que afectaron a la fachada de la Ermita, las escaleras y gradas. También hay registros de inundaciones debidas al colapso hidráulico del sumidero en los años 1961, 1962, 1966, 1978, 1997 y 2001. En cualquier caso las inundaciones en los últimos inviernos, especialmente en el del año 2015, han sido más frecuentes.

4. TRABAJOS DE RECONOCIMIENTO

Previamente a la investigación que se está llevando a cabo en la actualidad, se realizaron dos campañas de reconocimiento motivadas por las deformaciones que se observaban en la campá.

La primera de ellas la realizó la empresa EPTISA en el año 2007 y consistió en una tomografía eléctrica encaminada a reconocer el relleno antrópico y 4 sondeos en la campá, hasta una profundidad máxima de 23m.

En el año 2012 se realizó otro estudio por parte del Centro Regional de Control de Calidad de la Consejería de Fomento y Medio Ambiente de la Junta de Castilla y León. El estudio consistió en la ejecución de dos sondeos y trece ensayos de penetración continua.

Cabe destacar que ambos estudios fueron realizados partiendo de la hipótesis de que el problema de los asientos era el lavado y arrastre de finos en el relleno antrópico mal compactado, que forma la Campa, sin estudiar las posibles implicaciones del comportamiento hidrológico del sumidero y sus crecidas.

En la Figura 7 se muestra la ubicación de los trabajos de reconocimiento realizados en las diferentes campañas de investigación.

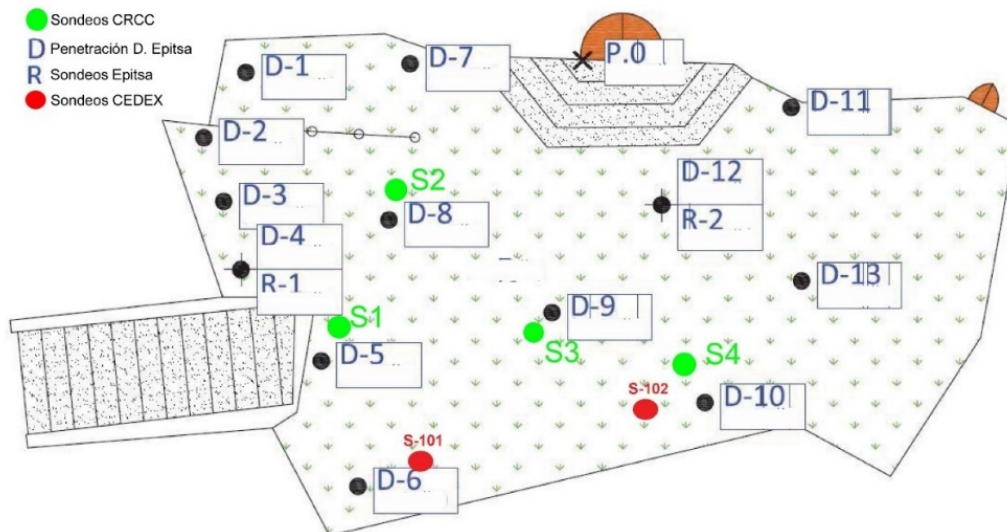


Figura 7. Plano de situación de todos los trabajos de reconocimiento realizados.

De ambos estudios se deduce que hay un espesor de material de relleno muy importante, que alcanza los 22m en la zona oeste de la campa. Se trata de un relleno muy poco compactado y en el que cuesta diferenciar entre el material coluvial y el relleno antrópico. Además, bajo el relleno aparecen bloques de caliza de grandes dimensiones que no parecen estar in situ.

En la actualidad se está llevando a cabo, por parte del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, una campaña de investigación geotécnica que trata de obtener los datos necesarios para comprender la dinámica de la ladera y establecer un modelo geotécnico de su comportamiento. La investigación está siendo compleja debido a diversos factores como:

- Estar en un espacio natural protegido de alto valor geomorfológico, antropológico, faunístico, etc.
- La entrada a la zona de sumidero solo se puede realizar en época de pleno estiaje dada la peligrosidad de su visita en otras épocas con más caudal.
- Escasez de recursos económicos.
- La elevada pendiente de la ladera hace difícil el reconocimiento con ciertas técnicas geofísicas.

En la campaña de investigación, dada la falta de recursos, se está experimentando con un sistema económico basado en anillos magnéticos que se añaden a la tubería inclinométrica para que además de deformaciones horizontales se puedan medir también las verticales.

Además esto reduce el número de sondeos, ya que su ejecución es compleja dado que atraviesan materiales muy poco compactados y cavidades.

Otra circunstancia que ha dificultado la ejecución de los trabajos de investigación, ha sido el hecho de que el sellado de la tubería inclinométrica se tenía que hacer sin que se produjeran fugas de lechada que podrían contaminar el río o algunas zonas de la cavidad.

Para ello se dispuso de una funda de geotextil (Foto 3) en la que se introducía la tubería inclinométrica, rellenando de lechada el espacio entre la funda y la tubería para hacerla solidaria al terreno. Se hicieron ensayos en laboratorio para confirmar que la resistencia de la funda de geotextil era la suficiente para poder puentear las cavidades que pudieran aparecer.



Foto 3. Detalle de la funda geotextil empleada para evitar las fugas de lechada.

La elevada densidad de vegetación en la ladera y su orografía ha impedido la utilización de técnicas tipo GPS, y satélite con interferometría de radar para evaluar su movimiento, teniendo que recurrir a técnicas topográficas convencionales.

Con estas limitaciones, la campaña de investigación ha consistido en:

- Reconocimiento visual de la Campa, entorno de la ladera y entrada a la cavidad tanto por la zona del “ojo” como por la cueva de Palomera, llegando al otro lado del sumidero.
- Ejecución de 2 sondeos con recuperación de testigo e instalación de tubería inclinométrica con anillos magnéticos para control de deformaciones verticales.
- Control topográfico de movimientos en la campa y en la ladera hasta el sumidero.
- Control de movimientos en la campa mediante láser - escáner (CENIEH).

Además, está programado que se realice una campaña de geofísica tanto en la campa como en la ladera.

5. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Las informaciones recopiladas parecen confirmar que los episodios de asiento siempre han coincidido con crecidas del sumidero y la subida del nivel del agua en la ladera.

El asiento en toda la campa y en la zona este de la ladera tiene unas dimensiones muy similares y es muy homogéneo.

Los sondeos realizados en esta nueva campaña se ejecutaron en octubre de 2016. Cabe destacarse que desde que se ejecutaron no se han producido crecidas considerables por lo que los resultados de la instrumentación instalada en los sondeos y del control topográfico no han registrado movimientos especialmente significativos. De la misma forma tampoco se ha notado una evolución destacable en las inspecciones visuales realizadas en la campa.

Sólo en el sondeo S102, en la última lectura, se encuentra una pequeña deformación a 12m de profundidad, tanto en el inclinómetro como en los anillos magnéticos que determinan el asiento. Este movimiento está a falta de confirmar con nuevas medidas.

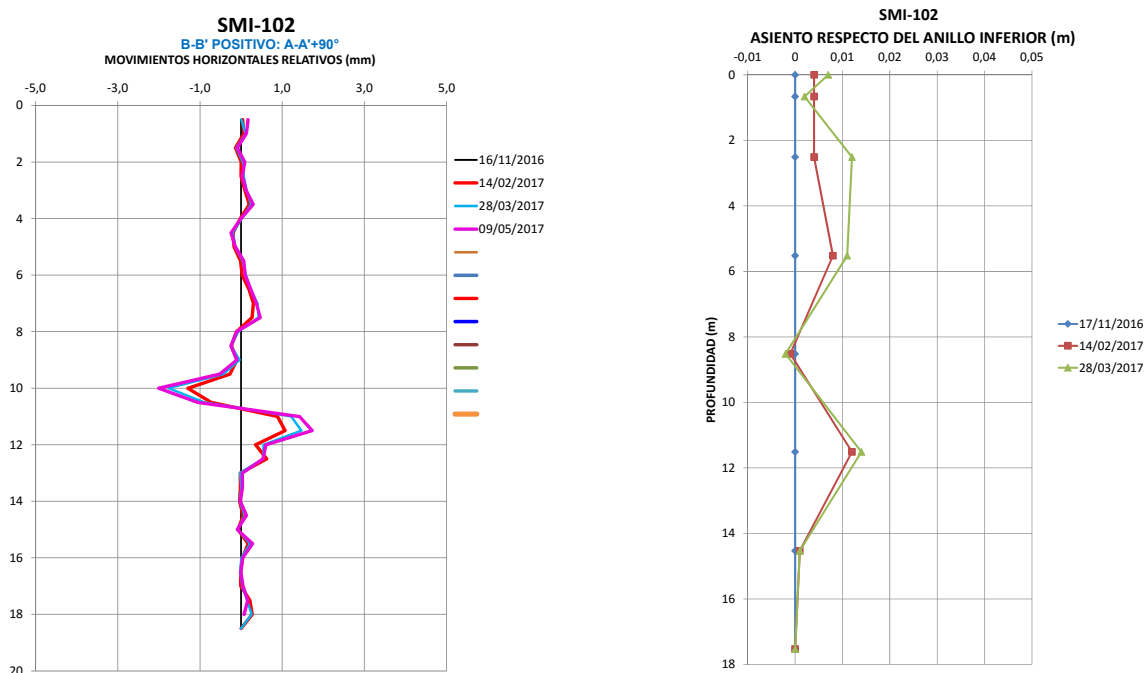


Figura 8. Vista de la lectura del inclinómetro y los anillos magnéticos en el sondeo S102.

Cabe destacar que, tanto el sistema de medir deformaciones verticales con anillos magnéticos adosados a la tubería inclinométrica como la funda de geotextil utilizada para

evitar fugas de lechada durante la inyección del inclinómetro, han funcionado correctamente a pesar de que los sondeos han atravesado cavidades.

El perfil litológico deducido de los sondeos, y de las campañas de investigación anteriores muestra un espesor de relleno antrópico que llega hasta los 8m. Bajo este relleno se sitúa el coluvial de la ladera formado fundamentalmente por bloques y cantos de caliza en matriz limo-arcillosa de una baja compacidad. En la zona este de la campa los ensayos de penetración que se realizaron en la campaña de 2012 muestran golpes muy bajos hasta unos 18-20m de profundidad. También se han encontrado zonas con huecos importantes entre bloques.

En el sondeo S102 realizado en la actual campaña se ha encontrado un hueco entre bloques de 21,3, a 24,1m.

En las visitas realizadas al sumidero se observó que el techo del mismo está formado por bloques de caliza, lo que indica que desde el relleno de la campa hasta la cota del sumidero el resto de la ladera es coluvial.

En la actualidad se sigue con la campaña de investigación para obtener más información sobre el comportamiento de la ladera y las características del relleno de cara a proponer posibles soluciones a la patología existente.

REFERENCIAS

- Martín, M,A. y Ortega, A,I. 2001. El complejo kárstico de Ojo Guareña (Merindad de Sotoscueva, Burgos). *Boletín nº2 Sociedad Española de Espeleología y Ciencias del Karst*.pp 36-42.
- Ortega, A,I y Martín, M,A. 2011. El Karst de Ojo Guareña. *Boletín nº15 del grupo espeleológico Edelweiss*. Pp. 20-38.
- Ruiz, F. 2002. Cronología de las referencias hidrogeológicas en torno al Karst de Ojo Guareña. *Boletín nº4 del grupo espeleológico Edelweiss*. Pp. 14-31.
- Del Olmo, P., Ramírez, J. Aguilar, M,J., Portero, J.M. y Olivé, A. 1975. Mapa geológico y Memoria de la Hoja nº 84 (Espinosa de los Monteros). *Mapa Geológico de España E*: 1:50.000 IGME, 44 pp.

PUIGCERCÓS: UN LABORATORIO DE CAMPO PARA EXPERIMENTAR CON LOS DESPRENDIMIENTOS DE ROCAS

VILAPLANA, J.M.¹; ROYÁN, M.J. ¹; ABELLÁN, A.^{1,3}; BLANCH, X. ¹; GUINAU, M. ¹; KHAZARADZE, G. ¹; PÉREZ-GUILLÉN, C. ¹; ROIG, P. ¹; TAPIA, M. ^{1,2}; GARCÍA-SELLÉS, D. ¹; SURINACH, E.¹.

¹ Grup R.C. RISKINAT, I.R. Geomodels, Dept. Dinàmica la Terra i de l'Oceà, Secció de Geodinàmica i Geofísica, Facultat de Ciències de la Terra, Universitat de Barcelona.

²LEGEF-Institut d'Estudis Catalans (IEC).

³ Scott Polar Research Institute, Geography Department, University of Cambridge, UK

RESUMEN. *En este trabajo se presenta un resumen de las distintas técnicas de investigación que se están empleando en la actualidad en el escarpe rocoso de Puigcercós (Trep, Lleida). Inicialmente se usó un instrumento LiDAR Terrestre con el que se ha obtenido una larga serie temporal de datos que ha permitido detectar multitud de registros de desprendimientos y detectar una serie de indicadores precursores. Posteriormente se instalaron una cámara fotográfica y una estación sísmica. Y más recientemente, el monitoreo se ha complementado con medidas GPS. A parte del inventario de desprendimientos, las técnicas de monitoreo aplicadas en Puigcercós van fundamentalmente dirigidas a la predicción espacio-temporal de desprendimientos en escarpes rocosos. Estos procedimientos instrumentales tienen como objetivo mejorar el conocimiento de cómo evoluciona la rotura y cómo, dónde y cuándo se generan los desprendimientos.*

1. INTRODUCCION

El riesgo por desprendimientos de rocas en las áreas de montaña en muchos casos excede el límite considerado como aceptable. Como medida preventiva a los desprendimientos de rocas, en muchas laderas rocosas se instalan obras de defensa que reducen el nivel de riesgo de los elementos expuestos. En ocasiones estas medidas son insuficientes debido al alto volumen y energía de los desprendimientos. Así se hace fundamental la aplicación de sistemas de monitoreo de los escarpes rocosos no únicamente para inventariar los desprendimientos ocurridos en un escarpe o talud rocoso que muchas veces pasan desapercibidos, sino también con el fin de predecir espacial y temporalmente los desprendimientos.

En este trabajo se presenta un ejemplo de monitoreo múltiple aplicado en un escarpe rocoso, dónde se vienen monitoreando los desprendimientos de rocas desde el año 2007, especialmente con un LiDAR terrestre (Abellán et al., 2009; Royán, 2015, Royán et al.,

2015), pero dónde progresivamente se han ido implementando otras técnicas de investigación complementarias.

La pequeña localidad de Puigercós, con 52 habitantes censados, se localiza en la comarca del Pallars Jussà (Lleida), a 4 km al sur de la localidad de Tremp. En el año 1881 la localidad se trasladó 600 m al NE, junto a la carretera C13 proveniente de Balaguer. El antiguo pueblo, conocido como Puigercós Vell en la actualidad, se situaba en lo alto de un cerro cuya ladera SW sufrió diferentes deslizamientos que obligaron al traslado de dicho núcleo. El deslizamiento más importante y que desencadenó el traslado final del pueblo fue el ocurrido la noche del 13 de Enero de 1881 (Figura 1).

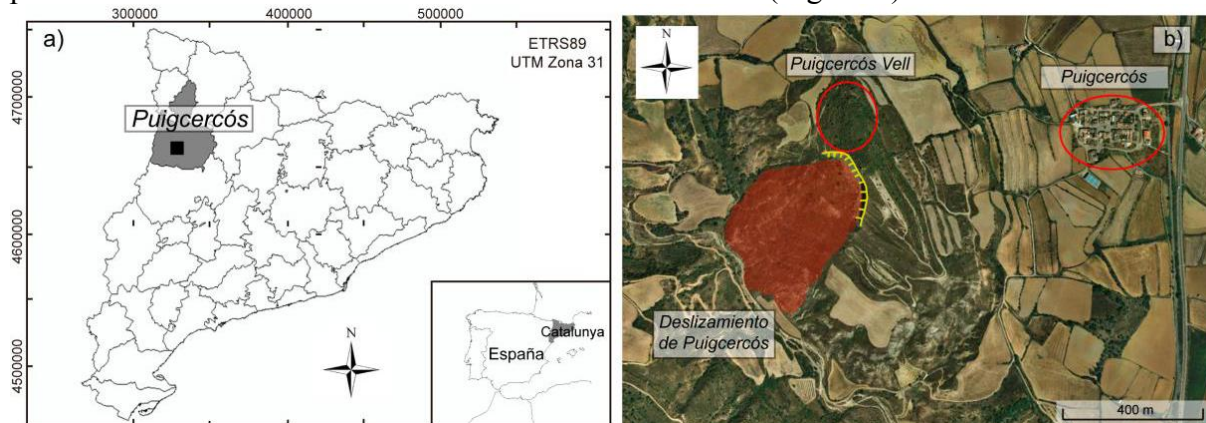


Figura 1. a) Mapa con la localización geográfica de Puigercós dentro de Catalunya. b) Foto aérea del deslizamiento de Puigercós. Con círculos rojos se señalan la localización del antiguo pueblo de Puigercós (Puigercós Vell) y la situación del actual pueblo (Puigercós).

En el escarpe de coronación de dicho deslizamiento aflora una alternancia de margas grises, areniscas, limos y arcillas con intercalaciones de yesos pertenecientes a la parte superior del Grupo Tremp (Facies Garum). En el último metro de dicho escarpe y a techo de las Facies Garum se observan calizas nodulares de la Formación Cadí-Àger (Ilerdiense). Actualmente el deslizamiento de Puigercós se encuentra en una situación de estabilidad relativa. El escarpe principal de coronación de 50 m de altura y 200 m de arco ha ido sufriendo un progresivo retroceso, fruto de los desprendimientos de rocas que con tanta frecuencia ocurren (Figura 2).

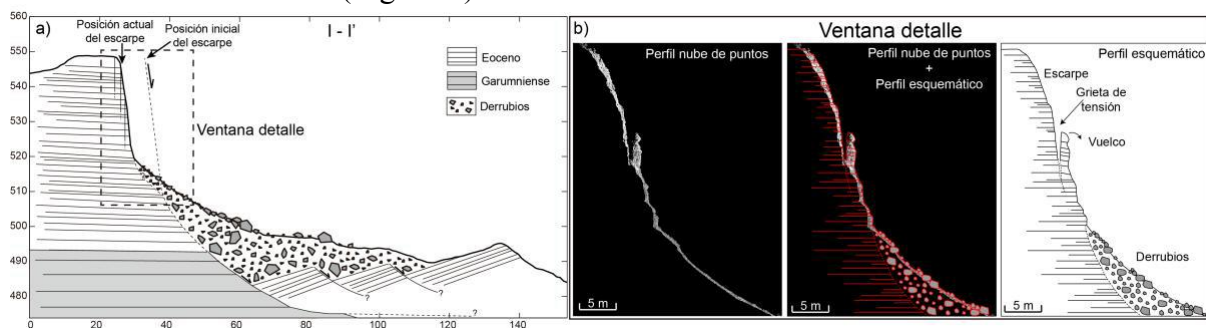


Figura 2. a) Perfil esquemático I - I' del escarpe de Puigercós. b) Perfil detalle de la nube de puntos del escarpe.

eskarpe de Puigcercós y perfil interpretado.

2. MONITOREO LiDAR TERRESTRE

El Grupo RISK NAT de la UB decidió en el año 2007 convertir el eskarpe de Puigcercós en un laboratorio de campo o sitio experimental para el estudio de los desprendimientos de rocas; a partir de Noviembre del mismo año se empezó un monitoreo sistemático de dicho eskarpe (Blanchard et al., 2008; Abellán et al., 2009 y 2010) que se ha seguido realizando de manera periódica a lo largo del tiempo (Blanch, 2015; Royán et al., 2014 y 2015). Esta parte del trabajo se ha centrado en el análisis de datos obtenidos con un LiDAR terrestre (ILRIS 3D – Optech) para la detección, inventario y caracterización de desprendimientos y para la detección de indicadores premonitorios (deformaciones de la pared, aparición de grietas y pequeños desprendimientos).

2.1 Detección de desprendimientos

Durante 7 años (desde noviembre 2007 hasta octubre de 2014) se han detectado un total de 3096 desprendimientos (450 desprendimientos por año aproximadamente) (figura 3) con volúmenes comprendidos entre $1 \cdot 10^{-3}$ y 1093 m^3 . El volumen total de roca caído en este período ha sido de 1890 m^3 . Como se puede observar en la figura 3, existen dos periodos principales en la pérdida volumétrica de roca del eskarpe, el periodo 2010.04 vs 2009.03, y el periodo 2013.12 vs 2013.11. El volumen de roca desprendido en estos dos periodos supone el 79% del volumen total (1492 m^3 de 1890 m^3). Este resultado concuerda con que el 90% de los desprendimientos detectados no superen los 0.1 m^3 de volumen desprendido. Todo esto se puede interpretar como una evolución geomorfológica del eskarpe caracterizada por dos dinámicas diferentes: (a) desprendimientos muy frecuentes de volúmenes menores (90% menor de 0.1 m^3) que condicionan la actividad general del eskarpe, y (b) colapso de grandes áreas inestables de volúmenes mayores (hasta 1000 m^3) con poca frecuencia. Como resultado general de la evolución geomorfológica del eskarpe de Puigcercós después de los casi 7 años de monitoreo se ha calculado un retroceso medio del eskarpe de 71.7 cm, lo que hace una tasa de retroceso de 10.4 cm/año. El análisis de los desprendimientos detectados ha permitido obtener, además de los volúmenes desprendidos, la distribución espacial de estos y la relación magnitud-frecuencia, cuyos resultados se presentan en Blanch et al., (2017).

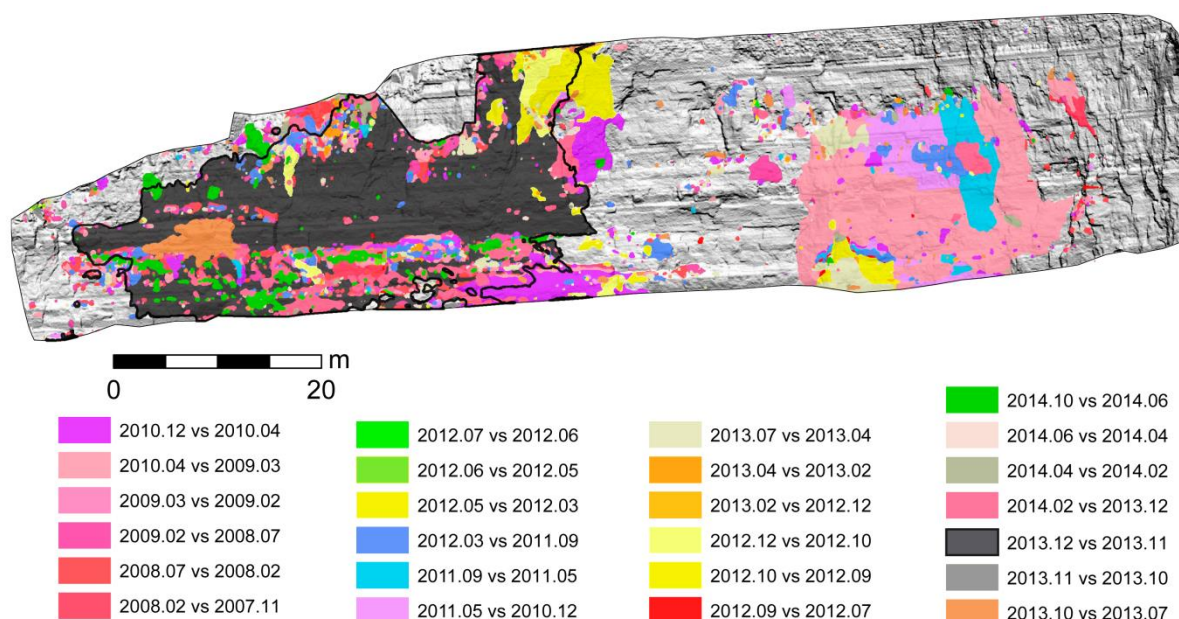


Figura 3: Desprendimientos ocurridos en el área de estudio piloto de Puigcercós. Cada color indica los desprendimientos ocurridos en los distintos periodos de análisis.

2.2 Predicción espacial de desprendimientos

La predicción del área en el que tendrán lugar futuros desprendimientos de rocas, o predicción espacial, se ha conseguido gracias a la detección de movimientos previos a la caída de los bloques inestables, tal y como fue postulado inicialmente por Abellán et al. (2010). En el escarpe de Puigcercós hemos detectado deformación precursora a la rotura en 13 áreas diferentes (Figura 4). Los valores de ésta deformación dentro de cada área inestable son mayores en la parte superior y disminuyen progresivamente hacia la parte inferior, característicos de una rotura tipo vuelco (*toppling*) en la que los bloques inestables rotan a partir de un eje situado en su parte baja, tal y como se discute en Abellán et al (2010) y Royán et al (2015). Además, se ha observado que la evolución temporal de la deformación sigue un patrón exponencial de incremento en la mayoría de las áreas, característico de las fases secundaria y terciaria de la teoría de los tres *creeps* o fases (Saito, 1969).

Por otra parte, también se ha conseguido realizar la predicción espacial de 11 inestabilidades mediante la combinación de otros dos parámetros diferentes: a) los desprendimientos precursores (desprendimientos de pequeña magnitud) y b) las grietas de tensión que se observan por todo el escarpe (Royán et al., *submitted*). Las grietas detectadas como activas delimitan exactamente las áreas afectadas por deformación o áreas en las que ocurrió un gran desprendimiento (figura 5). Ésta metodología proporciona una herramienta muy útil para la predicción de grandes desprendimientos, como alternativa a la metodología descrita anteriormente basada en las deformaciones precursoras.

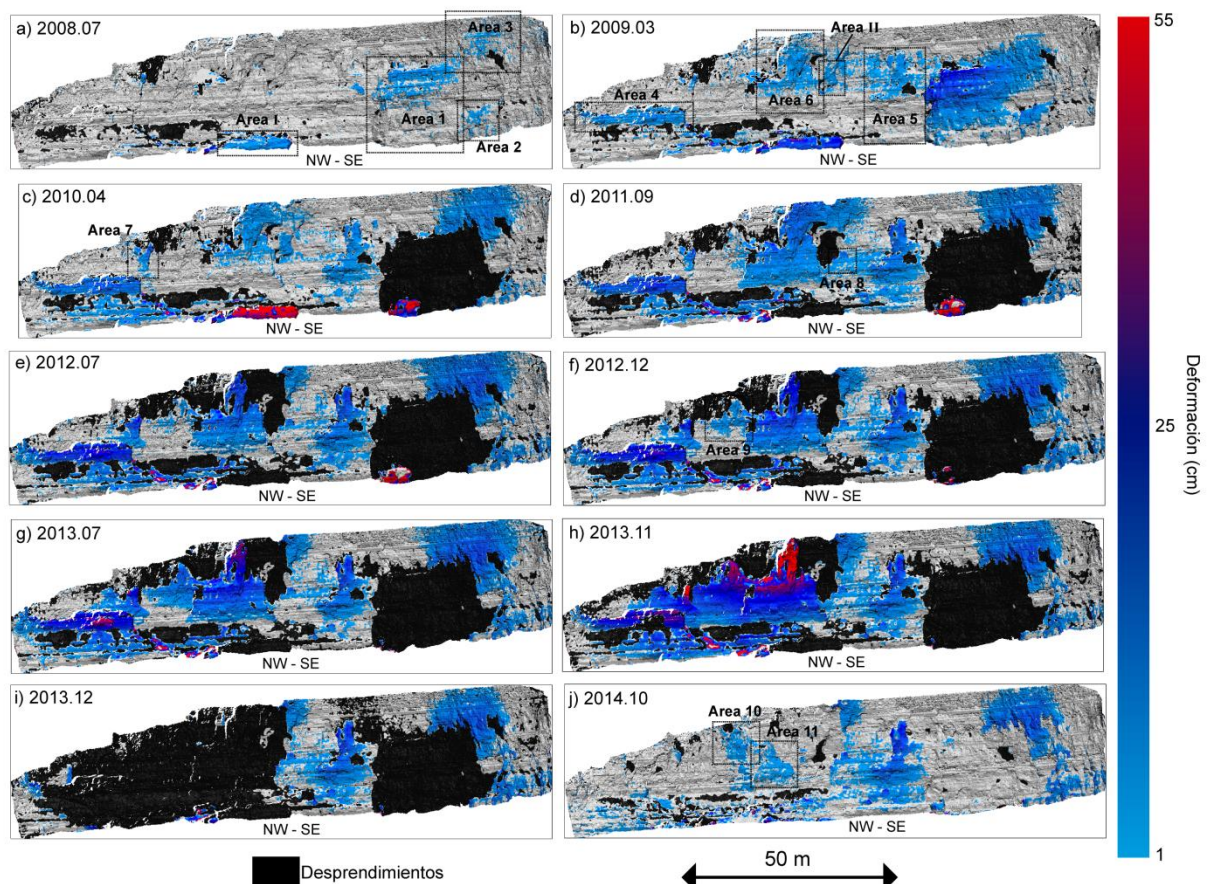


Figura 4: Evolución espacio-temporal de la deformación precursora entre 2007 y 2014. Desde a) a j) se representan los diez periodos de análisis que se han considerados más representativos.

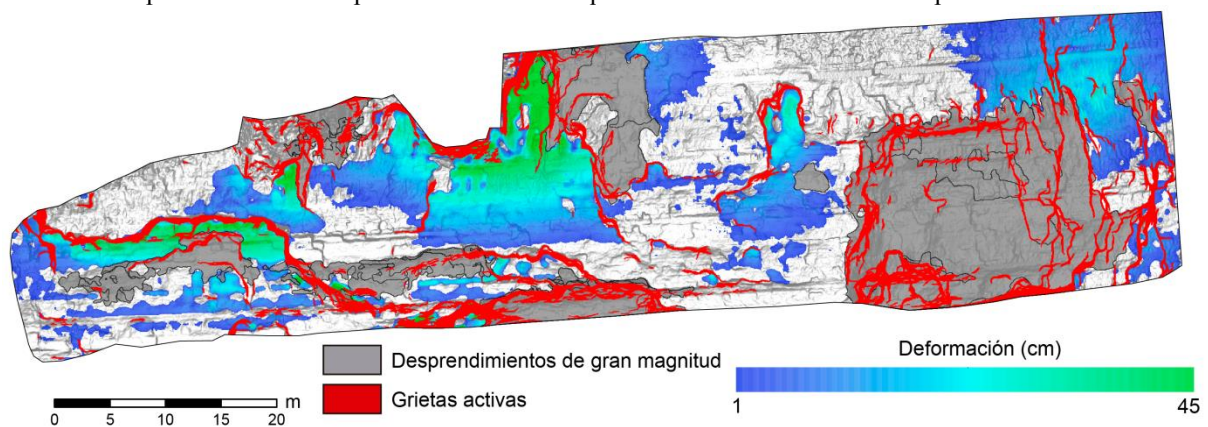


Figura 5: Test de validación en el que se representan: las grietas activas detectadas, la deformación precursora detectada hasta 2013.10 y los desprendimientos de gran magnitud ocurridos.

3. MONITOREO FOTOGRAFICO (*Time-lapse*)

El 6 de Octubre de 2013, se puso en funcionamiento un sistema de monitoreo óptico de tipo permanente compuesto por una estación fotográfica que recoge datos multi-horarios del estado del escarpe (figura 6). Dicho sistema se propone para aumentar la resolución temporal de las detecciones de desprendimientos de rocas, es decir, para conocer el día exacto de caída de los desprendimientos ocurridos. Además, este sistema es de bajo coste y de relativa fácil instalación.

Con el fin de poder detectar los cambios en la pared, interpretados como desprendimientos de rocas, a partir de la comparación de pares de fotos se ha desarrollado un proceso interactivo de comparación de los distintos canales que las componen: Red, Green y Blue (RGB). Los resultados de la serie de datos comprendida entre el 6 de Octubre de 2013 y el 3 de Diciembre de 2013, día de la ocurrencia del mayor evento detectado en el escarpe de Puigcercós (1093 m³), muestran la detección de un total de 11 eventos menores, además del gran evento entre las 16.15h (GMT) del 2 de Diciembre y las 08.15h (GMT) del 3 de Diciembre.

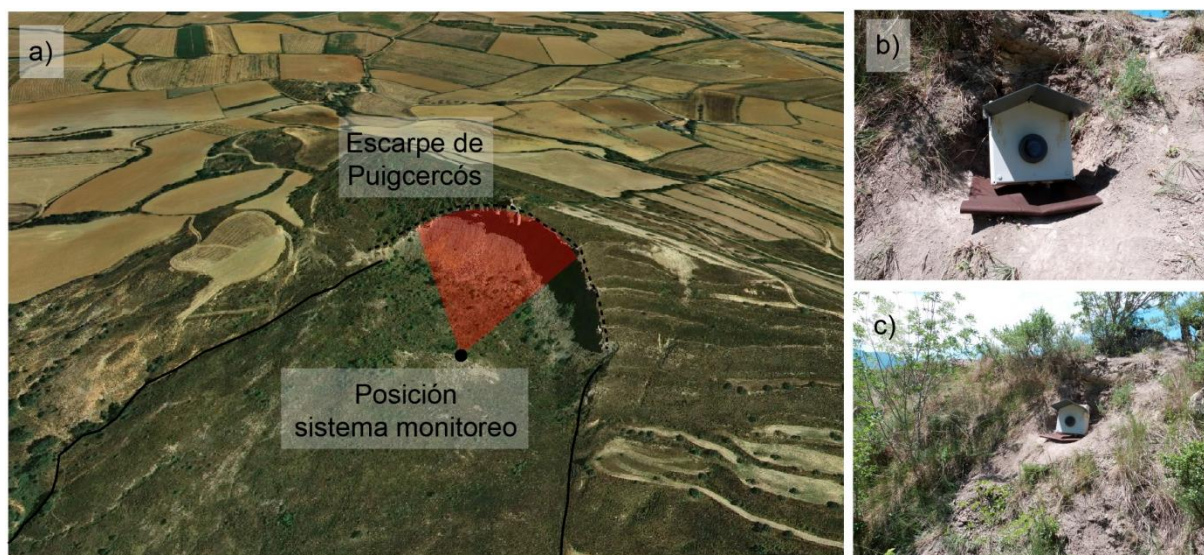


Figura 6. a) localización del sistema de monitoreo fotográfico. b) y c) fotografías del sistema instalado.

4. MONITOREO SÍSMICO

El monitoreo sísmico es una técnica aplicada en las últimas décadas para la detección y caracterización de caídas de rocas (Deparis et al., 2008; Vilajosana et al., 2008; Lacroix and Helmstetter, 2011; Bottelin et al, 2014; entre otros). Con el objetivo de añadir esta técnica de monitoreo en Puigcercós, 16 de mayo de 2015 se instaló una estación sísmica temporal.

Esta estación consta de un digitalizador SpiderNano (Worldsensing), un sensor Mini-seismonitor GeoSpace de corto periodo (frecuencia propia de 2 Hz y sensibilidad de 500/6 V/(m/s)), GPS y baterías para su alimentación. La adquisición de los datos se realiza de

forma continua con un muestreo de 250 muestras/segundo, dando lugar a un rango de frecuencias registradas de 2-125 Hz. La estación está instalada en campo libre a unos 100 metros del escarpe (Figura 7). La ubicación de la estación ha sido escogida estratégicamente de forma que cumpla una serie de requisitos. En primer lugar, la estación sísmica está fuera del rango de depósito de posibles desprendimientos de rocas y próxima a los otros puntos instrumentales como la cámara fotográfica y el punto de adquisición de datos LiDAR. En segundo lugar, se localiza lo suficientemente cerca del escarpe para detectar caídas de rocas. Finalmente, se ha escogido una ubicación que no tuviera marcados efectos de sitio o amplificaciones sísmicas.

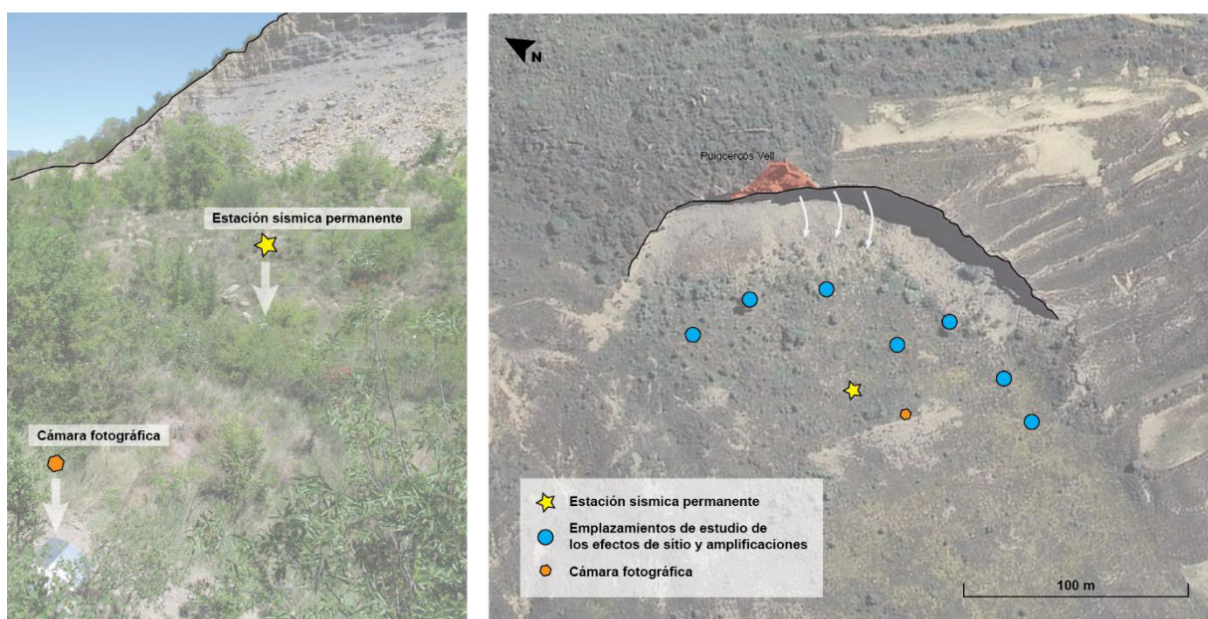


Figura 7. - Fotografía izquierda; ubicación de la estación permanente, entre la cámara fotográfica y el escarpe. Derecha, ubicación de la estación sísmica permanente, los distintos emplazamientos donde se registró ruido sísmico para el estudio de los efectos de sitio y amplificaciones y ubicación de la cámara fotográfica. Ortofotografía correspondiente al vuelo 2007 del ICGC (www.icgc.cat).

4.1 Estudio de efectos de sitio/amplificaciones y ruido de fondo

Para escoger la mejor ubicación se realizó un estudio de efectos locales con la técnica H/V (Nakamura, 1989; Di Giulio et al., 2006), de la cual se concluyó que toda la zona próxima al escarpe donde interesaba ubicar la estación estaba libre de destacables efectos locales y amplificaciones (Figura 8). Dado el amplio margen de posible elección, se pudieron primar los criterios técnicos, como situarla cerca de otras instrumentaciones de cara a la realización de un emplazamiento permanente donde se instalen conjuntamente en un futuro. El alto ruido sísmico de fondo que caracteriza el emplazamiento dificulta establecer un método de detección de caídas de rocas basándose solamente en el registro de la señal sísmica. Las fuentes de ruido pueden ser una carretera situada a unos 920 m del lugar, la circulación de maquinaria en los campos de cultivo y caminos próximos o el paso de aviones.

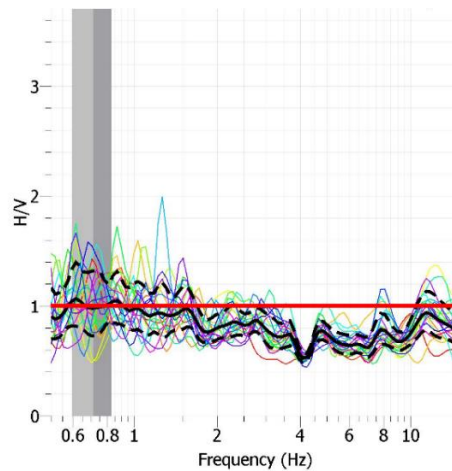


Figura 8. - Gráfico H/V calculado en la estación permanente. Los distintos colores corresponden a las ventanas temporales muestreadas, siendo la línea de color negro su promedio y las líneas discontinuas la desviación estándar. La respuesta es bastante plana (línea roja en 1 como referencia), exceptuando la leve desamplificación a los 4 Hz. Toda la zona próxima al escarpe tiene una respuesta similar, libre de destacables efectos locales.

4.2 Detección de caídas de rocas

Previo a la instalación permanente de la estación sísmica se realizaron unas pruebas de registro de las señales sísmicas producidas por rocas de diferente tamaño y peso, lanzadas desde la parte superior del escarpe de Puigcercós. Estas pruebas nos permitieron definir una distancia adecuada de situación de la estación sísmica, así como, un primer estudio de las características de las señales sísmicas generadas por las caídas de rocas (Figura 9).

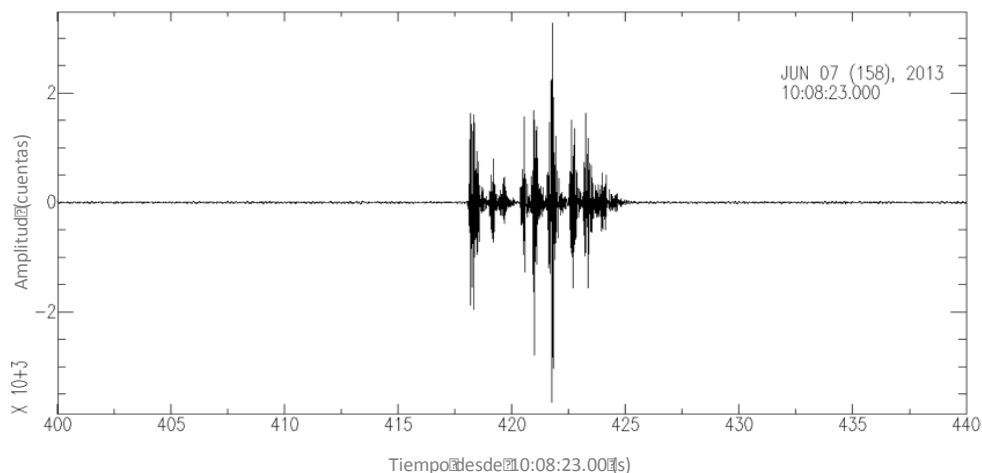


Figura 9.- Ejemplo del registro correspondiente a la caída de una roca con sus rebotes, obtenido durante el experimento de lanzamiento de rocas realizado.

5.MONITOREO GPS

En julio de 2015 se estableció una red de 11 puntos geodésicos (Figura 10) con el propósito de estudiar la estabilidad y la actividad geomorfológica de la zona, más allá de la evolución del propio escarpe. En principio se pretendía colocar los puntos siguiendo dos perfiles perpendiculares cruzando la zona de depósito, pero, dado que era importante que los movimientos potenciales que se esperaba detectar fueran representativos de un área más grande que el movimiento de la roca donde está colocado el punto, la distribución final de los puntos no es uniforme. En la parte del depósito, desde el escarpe al noreste y el barranco de Espona al suroeste (Figura 10b), se establecieron 9 puntos geodésicos. 6 de estos puntos (PGC4 a PGC9 en la Figura 10.a) son tuercas de 5/8 de pulgada cimentados en la roca hasta 8-10 cm de profundidad con epoxi (Figura 10b). Los otros 3 puntos son clavos anclados en la roca a unos 10 a 15 cm de profundidad. Estos puntos, a diferencia de las tuercas, necesitan la utilización del trípode y el nivel óptico para asegurar un buen centrado encima del punto. El punto PGC1 se estableció fuera de la zona de depósito como punto estable de referencia. Desde el año 2015, todos los puntos han sido medidos al menos dos días durante tres campañas anuales. La última campaña se realizó los días 27 y 28 de marzo del año 2017, y aún no se dispone de los resultados del post-proceso.

En la parte superior del escarpe se han situado otros 2 puntos geodésicos: PGB1 y PGB2 (Figura 10). Estos dos puntos de control se establecieron para averiguar si el frente de escarpe y las fracturas existentes cerca de la coronación (Figura 10b), presentan movimiento o no. Estos 2 puntos se crearon utilizando un vástago de enclavamiento de 50 cm de largo y con la cabeza de resina. Para la correcta colocación de los equipos geodésicos, ya sea GPS o estación total se requiere un trípode y un nivel óptico. En la misma zona, desde el año 2010 tenemos establecidas 17 estacas (Figura 10b) de acero corrugado con un punto centrado en la parte superior. Estas estacas forman 5 grupos de 3 o 4 estacas cada uno, colocados a ambos lados de las dos fracturas existentes. Los resultados preliminares (Khazaradze et al., 2017) basados en 18 medidas con cinta métrica, realizadas en los años 2010-2017, indican una máxima deformación de 5.4 ± 0.8 mm/año entre los puntos PG31 y PG33 (extensión) y una mínima de -3.5 ± 0.5 mm/año (compresión) entre los puntos PG51 y PG53, atravesando la fractura pequeña localizada en la parte de la coronación.

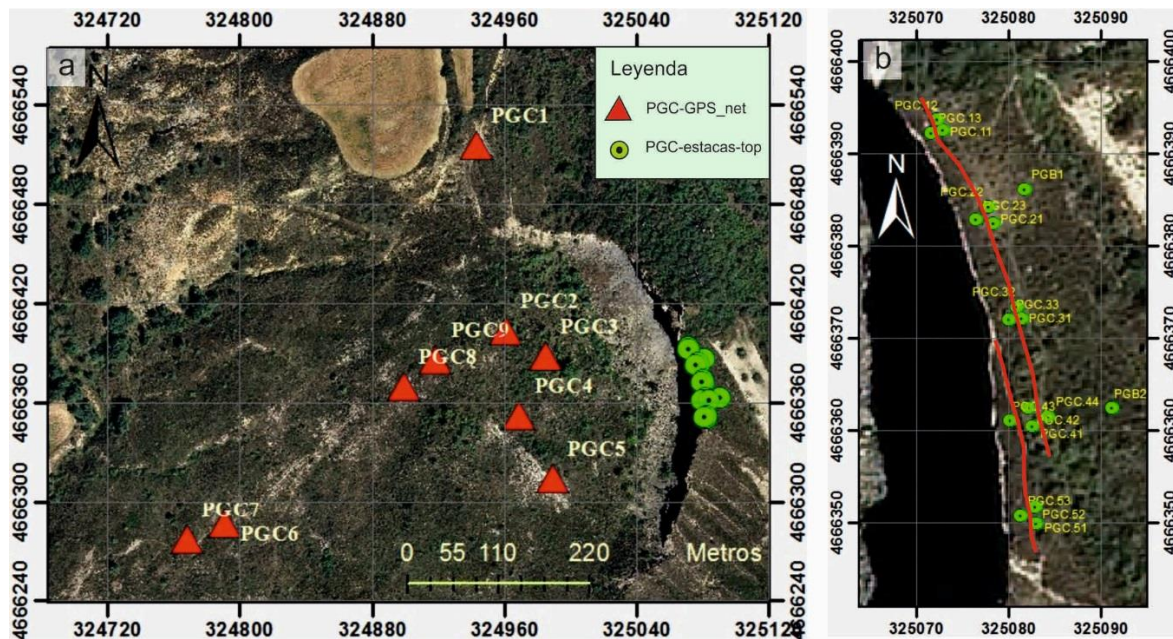


Figura 10: a) Puntos geodésicos medidos por GPS (triángulos rojos) y estacas medidas con cinta métrica y con estación total (círculos verdes). b) Zona superior con la localización de dos puntos base (PGB1 y PGB2) y 5 grupos de estacas localizadas al borde del escarpe a ambos lados de la grietas (indicadas en líneas rojas).

6. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

El escarpe de Puigcercós se puede considerar un laboratorio de campo o sitio experimental para el estudio de los desprendimientos de rocas. Las técnicas de monitoreo aplicadas en Puigcercós, empezadas en Noviembre de 2007, nos permiten seguir la evolución geomorfológica del escarpe. Estos procedimientos instrumentales tienen como objetivo mejorar el conocimiento de cómo evoluciona la rotura y cómo, dónde y cuándo se generan los desprendimientos. Las técnicas aplicadas son complementarias y, actualmente no todas tienen el mismo recorrido de implementación. Por un lado se detectan todos los desprendimientos ocurridos precisando su ubicación y su tamaño (LiDAR). Por otro lado, también con LiDAR, se detectan indicadores premonitorios (deformaciones de la pared, aparición de grietas, ocurrencia de pequeños desprendimientos) que permiten un análisis predictivo de futuros desprendimientos mayores. Para la mejora de la predicción espacio-temporal de los desprendimientos se ha implementado un sistema de monitoreo fotográfico instalado que, aun teniendo algunas limitaciones, se ha mostrado como un sistema efectivo para la detección del día exacto de la ocurrencia de los desprendimientos. Esta sería la principal ventaja respecto al monitoreo realizado con LiDAR Terrestre. Este sistema permanente incrementa la precisión temporal de las detecciones, que permite una correlación más detallada con los posibles factores desencadenantes (terremotos y meteorología), y una mejor estimación de la relación M-F una vez detectada la superposición de eventos. Actualmente, en una segunda fase, se está procediendo a la instalación de nuevos instrumentos para mejorar la técnica, con nuevas cámaras que

servirán para aumentar la resolución temporal de los modelos 3D.

La correlación de los datos sísmicos, adquiridos de forma continua, con los datos fotográficos y LiDAR tiene como objetivo precisar en tiempo y lugar las caídas de rocas en Puigcercós. La efectividad del método sísmico depende de las características del lugar (ruido de fondo y posibles efectos locales) y está en fase de desarrollo. En su fase inicial, se precisa del apoyo de las otras técnicas para la elección de ventanas temporales acotadas en el tiempo en las que se hayan producido desprendimientos de forma natural y a su vez, la búsqueda de las señales sísmicas producidas. Una vez seleccionadas las ventanas temporales, esta técnica aporta una precisión aún mayor en el tiempo y lugar de la ocurrencia del desprendimiento. Como futuro objetivo se plantea el desarrollo de un algoritmo de reconocimiento automático de las señales sísmicas producidas por las caídas de rocas.

El monitoreo realizado con GPS, que es la técnica de implementación más reciente de la que todavía no disponemos de resultados, tiene dos objetivos: por un lado detectar el grado de desplazamiento del cuerpo del deslizamiento de Puigcercós y por otro cuantificar la apertura de las grietas de tensión existentes en la parte superior del escarpe de cabecera mejorando los datos obtenidos hasta ahora con las varillas metálicas.

En resumen, el monitoreo instrumental de Puigcercós ha permitido cuantificar la tasa de retroceso del escarpe rocoso en 10,4 cm/año. Localizar y caracterizar las zonas de las roturas. Establecer una buena relación magnitud frecuencia para los desprendimientos. Caracterizar una serie de indicadores premonitorios que permiten una predicción de los desprendimientos. Las técnicas instaladas y experimentadas más recientemente (Fotografía, Sísmica y GPS) nos ayudan a mejorar este análisis espacio-temporal ya que el LiDAR no ofrece un registro continuo. El objetivo último de estos análisis instrumentales se concreta en la obtención de una aplicación en el diseño de alertas tempranas por caídas de rocas.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido posible gracias al proyecto CHARMA (CGL2013-40828-R) financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación. A. Abellán agradece al programa H2020 de la Unión Europea la financiación de su proyecto de investigación [*Marie Skłodowska-Curie Individual Fellowships*, IF-2015-705215]. Agradecimientos al software de libre acceso Geobspy.org, utilizado para el cálculo del estudio de efectos de sitio/amplificaciones y ruido de fondo. Al Dr. Jaume Calvet Porta por su entusiasta participación en el proyecto desde sus inicios y por la instalación y seguimiento de las estacas metálicas en las grietas de coronación.

REFERENCIAS

- Abellán, A. 2009: Improvements in our understanding of rockfall phenomenon by Terrestrial Laser Scanning. Emphasis on change detection and its application to spatial prediction, PhD Universitat de Barcelona.
- Abellán, A., Calvet, J., Vilaplana, J. M. and Blanchard, J. 2010: Detection and spatial prediction of rockfalls by means of terrestrial laser scanner monitoring, *Geomorphology*, 119, 162–171, doi:10.1016/j.geomorph.2010.03.016.

- Blanch, X. 2015. Anàlisi de l'evolució de despreniments a partir de dades LiDAR a l'escarpament de Puigcercós (Pallars Jussà). Trabajo Final de Máster. Directores: Marta Guinau Sellés y Manuel Jesús royán Cordero. Universitat Autònoma de Barcelona y universitat de Barcelona. <http://diposit.ub.edu/dspace/handle/2445/67095>
- Blanch, X., Royán, M.J., and Guinau, M. 2017. Análisis de la evolución de desprendimientos a partir de datos LiDAR en el escarpe de Puigcercós (Pallars Jussà – Cataluña). IX Simposio Nacional Sobre Taludes y Laderas Inestables. 27-30 junio 2017 Santander.
- Blanchard J, Calvet J, Abellán A, García D, Khazaradze G, Vilaplana JM. 2008. Estudio de la escarpa del deslizamiento de Puigcercós mediante láser escáner terrestre. Conca de Tremp, Catalunya. *Geotemas* 10:1389–1392,
- Bottelin, P., Jongmans, D., Daudon, D., Mathy, A., Helmstetter, A., Bonilla-Sierra, V., Cadet, H., Amitrano, D., Richefeu, V., Lorier, L., Baillet, L., Villard, P., and Donzé, F. (2014). Seismic and mechanical studies of the artificially triggered rockfall at Mount Néron (French Alps, December 2011), *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 14:3175-3193, doi:10.5194/nhess-14-3175-2014.
- Deparis, J., Jongmans, D., Cotton, F., Baillet, L., Thouvenot, F., and Hantz, D. (2008). Analysis of rock-fall and rock-fall avalanche seismograms in the French Alps. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 98(4):1781-1796.
- Di Giulio, G., Cornou, C., Ohrnberger, M., Wathelet, M. and Rovelli, A. (2006). Deriving Wavefield Characteristics and Shear-Velocity Profiles from Two-Dimensional Small-Aperture Arrays Analysis of Ambient Vibrations in a Small-Size Alluvial Basin, Colfiorito, Italy. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96, 1915-1933.
- Lacroix, P. and Helmstetter, A. (2011). Location of seismic signals associated with microearthquakes and rockfalls on the Sechilienne landslide, French Alps. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 101(1):341-353.
- Khazaradze, G., Vasquez, S., López, R., Guinau, G., Calvet, J., 2017. Fracture and slope stability monitoring at Puigcercós landslide (Catalonia, Spain). *Geophys. Res. Abstr.* 19.
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Quarterly Report of the Railway Technical Research Institute*, 30(1):25-33.
- Royán, M. J., Abellán, A., Jaboyedoff, M., Vilaplana, J. M. and Calvet, J. 2014. Spatio-temporal analysis of rockfall pre-failure deformation using Terrestrial LiDAR, *Landslides*, 11, 697–709, doi: 10.1007/s10346-013-0442-0.
- Royán, M. J., Abellán, A. and Vilaplana, J. M.: Progressive failure leading to the 3 December 2013 rockfall at Puigcercós scarp (Catalonia, Spain). 2015. *Landslides*, 12, 585–595, doi: 10.1007/s10346-015-0573-6.
- Royán, M. J. 2015. Caracterización y predicción de desprendimientos de rocas mediante LiDAR Terrestre. Tesis doctoral. Directores: Joan Manuel Vilaplana Fernández y Antonio Abellán Fernández. Universitat de Barcelona. Facultat de Geologia.
- Royán, M.J.; Abellán, A.; Vilaplana, J.M.; Blanch, X. (Submitted). Early detection of rock slope failures using precursory rockfalls along cracks. *Engineering Geology*.
- Saito M. 1969. Forecasting time of slope failure by tertiary creep. *Proc 7th Int Conference Soil Mech Found Eng.* 2:677–68.
- Vilajosana, I., Suriñach, E., Abellán, A., Khazaradze, G., García, D., and Llosa, J. (2008). Rockfall induced seismic signals: case study in Montserrat, Catalonia. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 8(4):805-812, doi: 10.5194/nhess-8-805-2008.

VEINTE AÑOS DE AUSCULTACIÓN EN CONTINUO DEL DESLIZAMIENTO DE VALLCEBRE (PIRINEO ORIENTAL): EXPERIENCIAS Y LECCIONES APRENDIDAS

José MOYA*, Jordi COROMINAS*, Josep A. GILI*, Alberto LEDESMA* y Antonio LLORET*

* Div. de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Dpto. de Ingeniería Civil y Ambiental.
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Universitat Politècnica de Catalunya, BarcelonaTech

RESUMEN

El deslizamiento de Vallcebre es un movimiento activo cuyo desplazamiento y nivel freático se llevan auscultando cada veinte minutos desde el año 1996. La observación tan alargada en el tiempo ha permitido analizar la respuesta del deslizamiento frente a circunstancias ambientales muy variadas y, por otro lado, identificar rasgos de su comportamiento que de otra forma habrían pasado desapercibidos. A pesar de que el material implicado es arcilloso, el nivel freático y el movimiento responden rápidamente a la lluvia. El desplazamiento tiene lugar en una banda de corte con 20 a 35 cm de grosor situada en la base del deslizamiento. La evolución del desplazamiento ha sido simulada satisfactoriamente por medio de modelos simples que incluyen un componente viscoso. Sin embargo, para reproducir detalles locales del movimiento, se requieren modelos más sofisticados que impliquen mecanismos de deformación alternativos en la banda de corte.

1. INTRODUCCIÓN

Se trata de un gran deslizamiento activo de tipo traslacional (con más 20 millones de metros cúbicos). La morfología y la geología de la ladera relativamente simples, su lento movimiento y la ausencia de obras de estabilización permiten considerar al deslizamiento Vallcebre como un laboratorio natural.

La auscultación del desplazamiento comenzó en 1987, por medio de técnicas estándar de

topografía y fotogrametría. Desde 1995 el desplazamiento en 17 puntos se controla mediante GPS diferencial de alta precisión (DGPS)(Gili et al., 2000). Desde 1996 se han realizado cuatro campañas de perforación, con un total de dieciocho sondeos, para determinar las propiedades de los materiales del deslizamiento y la geometría del mismo y para auscultar el desplazamiento en sondeo y el nivel freático. La red de auscultación consta de 14 piezómetros, 8 inclinómetros, 8 extensómetros de cable en sondeo y 14 reflectores para la observación InSAR de satélite y terrestre (Figura 1) (Corominas et al., 2000; Corominas et al., 2005; Crosetto et al., 2013; Montserrat et al., 2013; Gili et al., 2016).

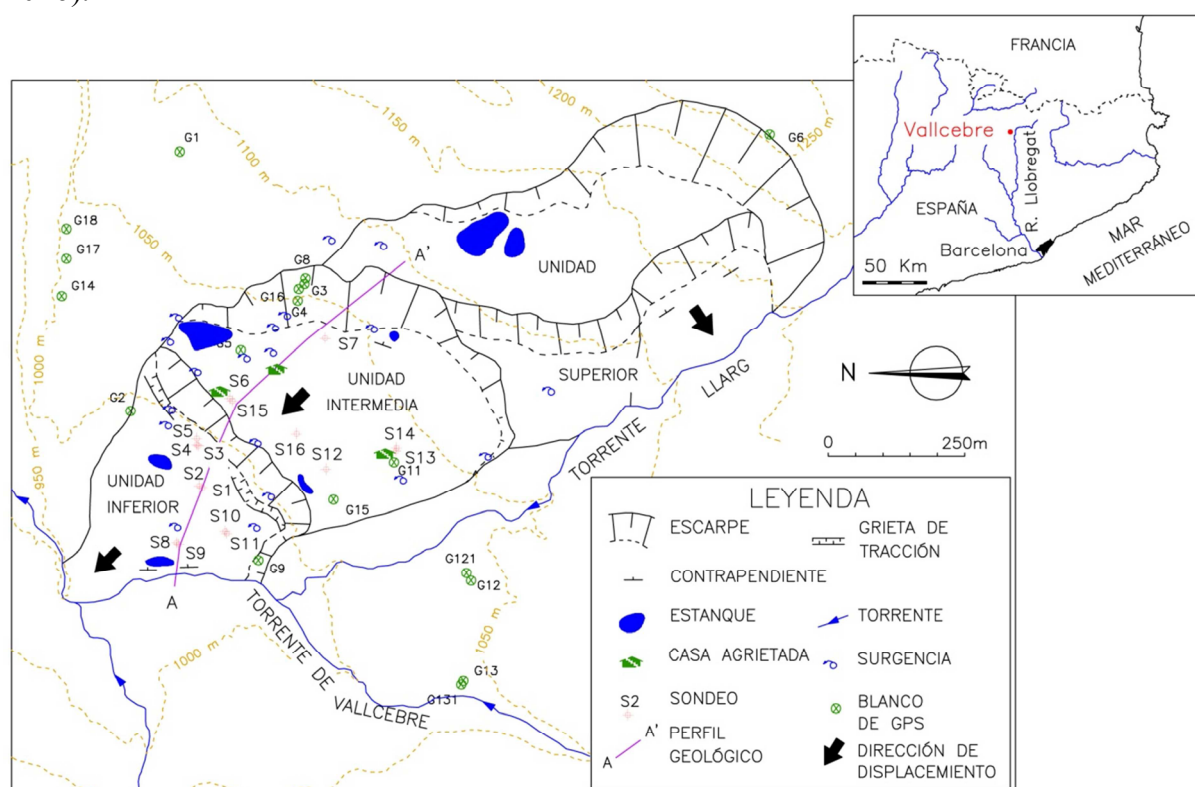


Figura 1. Esquema geomorfológico del deslizamiento de Vallcebre (modificado de Corominas et al., 2005).

El uso de técnicas complementarias de auscultación de desplazamientos, ha permitido controlar el deslizamiento de manera distribuida (DGPS e InSAR) en campañas mensuales a anuales y, calibrar los extensómetros de cable, que pueden registrar de forma continua (cada 20 min en Vallcebre). La mayoría de los sondeos están dispuestos por parejas que contienen, por un lado, un inclinómetro y, por otro lado, un extensómetro de cable y un piezómetro abierto. Para controlar mejor las presiones de agua en el terreno, posteriormente se instalaron piezómetros enterrados en otros dos sondeos. Una descripción completa de la red de auscultación y su evolución en el tiempo se encuentra en Gili et al. (2016). El sistema sigue siendo parcialmente operativo hoy en día después de 20 años de funcionamiento.

Esta contribución resume las principales características geológicas del deslizamiento y las lecciones sobre su comportamiento hidro-mecánico aprendidas a lo largo de estos años. Además, se presentan algunas observaciones clave que ayudan a entender dicho comportamiento.

2. MATERIALES Y GEOMETRÍA DEL DESLIZAMIENTO

El deslizamiento está desarrollado en una ladera con pendiente suave (7°) y formada limolitas arcillosas, yacentes sobre una formación de calizas (Figura 2). Ambos materiales son de edad paleocena y de facies Garumniense. La estructura geológica de la ladera está caracterizada por un sinclinal con un eje subparalelo a la dirección de máxima pendiente de la ladera. El conjunto de la cuenca de Vallcebre está situado geológicamente en una de las láminas cabalgantes del Manto de cabalgamiento del Cadí.

En el deslizamiento se distinguen tres grandes unidades que están separadas entre sí por escarpes y grabens con grietas de tracción (Corominas et al., 2005). Estas características indican que existe un movimiento relativo entre dichas unidades, de tal forma que la velocidad de desplazamiento de cada unidad es mayor cuanto más abajo está situada en la ladera. La mayoría de los sondeos y de los puntos de control del desplazamiento se emplazaron en la unidad inferior, debido a su mayor actividad.

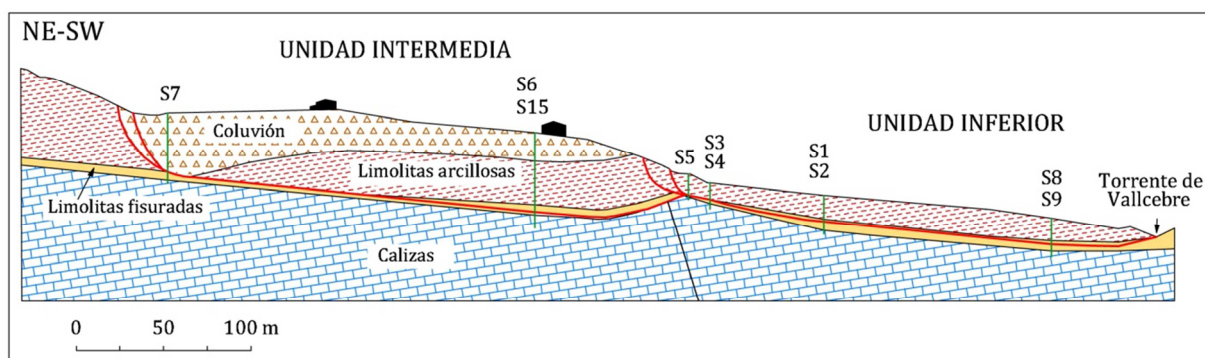


Figura 2. Perfil geológico del deslizamiento de Vallcebre. Línea roja: banda de corte basal. Línea vertical verde: sondeo. La situación del perfil se indica en la Figura 1 (modificado de Corominas et al., 2005).

Los datos de inclinometría mostraron que la superficie de rotura es bastante plana y que está situada a unos 15 m de profundidad en la unidad inferior, en promedio, y a 42 m de profundidad en la unidad intermedia (Figura 2). La superficie de rotura coincide en las dos unidades con un tramo de limolitas arcillosas sobreconsolidadas (Limolitas fisuradas en la Figura 2), que parece controlar la geometría del deslizamiento. Los extensómetros de cable han evidenciado que el desplazamiento se produce realmente en una banda de corte

basal de 20 a 35 cm de espesor más que en una superficie, dentro del tramo mencionado (Corominas et al., 2000). Este material presenta una elevada densidad de fisuras y microfallas, que delimitan bloques con un tamaño de 5 a 10 cm con caras estriadas. Este material presenta la misma estructura interna fuera del deslizamiento que es debida a la tectonización de la roca ocurrida durante la formación del pliegue sinclinal (en la orogenia Alpina) que implicó un deslizamiento “capa a capa”.

Los ensayos de corte directo y de corte anular de las limolitas fisuradas dieron valores similares para los valores mínimos de los parámetros de la resistencia: cohesión nula y un valor de $11,8^\circ$ para el ángulo de fricción efectiva mínimo (ϕ'). Los ensayos de corte directo de las superficies estriadas indicaron un valor de ϕ' de $7,8^\circ$ (Corominas et al., 2005).

Tanto la superficie del terreno como la banda de corte basal están inclinadas a contrapendiente en el pie de la masa deslizada, el cual actúa en consecuencia como un contrafuerte que se opone al movimiento (Figura 2). En la parte frontal del deslizamiento hay roturas locales que transfieren el material a un pequeño torrente (torrente de Vallcebre en la Figura 2), donde el material es erosionado episódicamente por las crecidas.

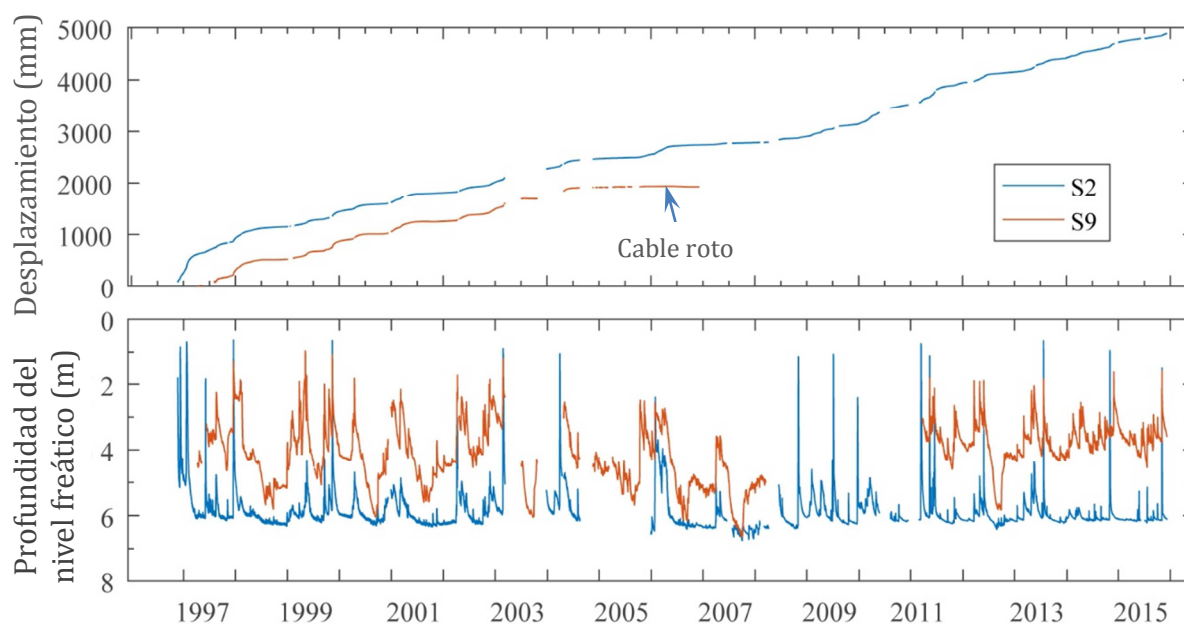


Figura 3. Desplazamiento y nivel freático observado en los sondeos S2 y S9 desde noviembre de 1996 hasta diciembre de 2015

3. MOVIMIENTO DEL DESLIZAMIENTO Y RESPUESTA A LOS CAMBIOS DEL NIVEL FREÁTICO

El movimiento relativo entre las unidades del deslizamiento, ya mostrado por los rasgos geomorfológicos, ha sido confirmado por la auscultación. La unidad superior está inactiva y la unidad intermedia es una tercera parte más lenta que la unidad inferior. Esta última ha estado siempre en movimiento desde julio de 1996. En el sondeo S2, situado en la parte central de esta unidad, el desplazamiento acumulado durante dicho periodo ha sido de 4,9 m (Figura 3), que corresponde a una tasa media de desplazamiento de unos 250 mm/año.

El deslizamiento de Vallcebre es muy sensible a la lluvia y a las fluctuaciones del nivel freático (Figura 4), lo que muestra que la infiltración tiene lugar preferentemente por fisuras y grietas más que por la porosidad de la matriz arcillosa del material.

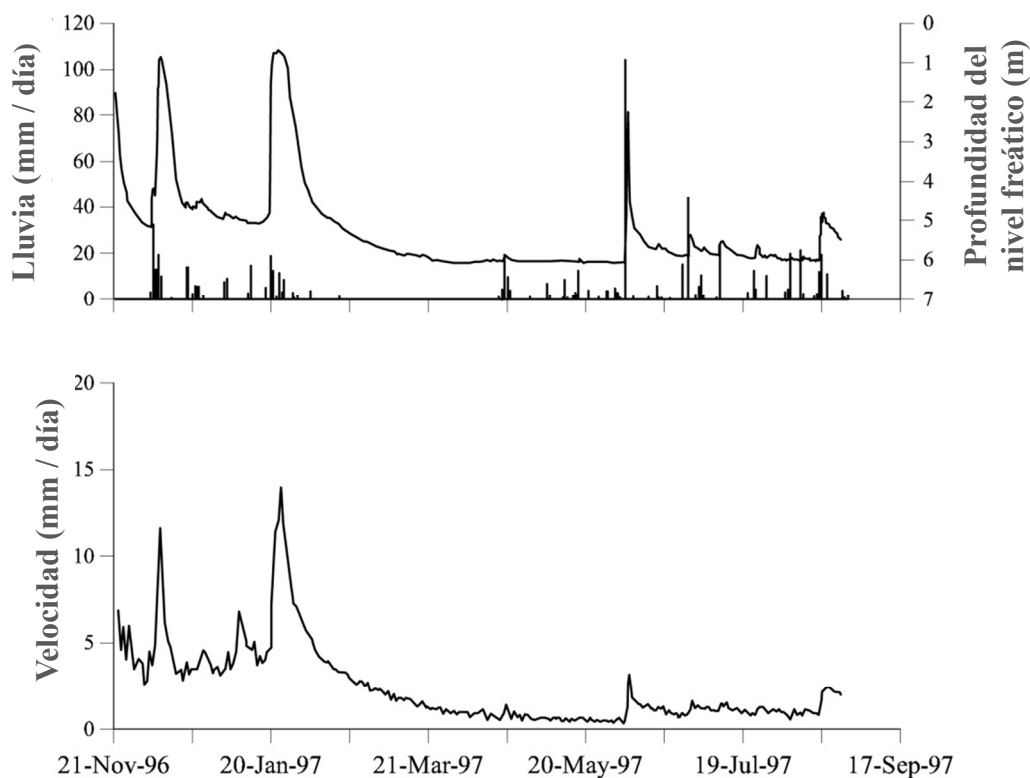


Figura 4. Lluvia en el deslizamiento de Vallcebre y nivel freático en el sondeo S2 (arriba). Velocidad de desplazamiento horizontal calculada para el sondeo S2 a partir del desplazamiento medido en el extensómetro de cable (abajo).

El nivel freático se estabiliza a una cierta profundidad durante los periodos secos, a unos 6,2 m en el sondeo S2, cuando el deslizamiento se mueve a una velocidad constante y muy pequeña (0,3 mm/día). Cerca del pie, en el sondeo S9, el movimiento cesa cuando el nivel

freático se sitúa por debajo de los 4,5 m de profundidad. Esto se ha ocurrido en varias ocasiones, durante los meses de julio a octubre o noviembre, en cinco de los nueve años en que el extensómetro de cable estuvo operativo en el sondeo (ver Figura 3). Esto indica que no sólo el pie si no también la parte inferior de esta unidad del deslizamiento está contribuyendo a ralentizar el movimiento durante los periodos secos.

Análisis pseudo-estático

Las condiciones estacionarias que se alcanzan en el deslizamiento durante los periodos secos, cuando el movimiento se para (sondeo S9) o está próximo a hacerlo (sondeo S2), permiten un análisis pseudo-estático mediante el método de equilibrio límite. Para obtener un valor de campo del ángulo de fricción residual (ϕ'_{res}), se analizó la unidad inferior del deslizamiento considerando un factor de seguridad igual a uno, cohesión nula, la posición más baja de las observadas en la superficie freática y flujo paralelo. El valor calculado de ϕ'_{res} (14°) es sensiblemente mayor que los obtenidos en los ensayos de laboratorio. Sin embargo, si se utiliza el valor de ϕ'_{res} determinado laboratorio para los planos estriados del material de la banda de corte ($7,8^\circ$) y las mismas condiciones de cohesión y nivel freático, el factor de seguridad obtenido es muy bajo (0,79), lo que parece incompatible con la velocidad casi imperceptible observada en el sondeo S2 y nula en el sondeo S9. El pequeño valor del factor de seguridad obtenido sugiere que, además de la fuerza debida a la fricción en la superficie de rotura y del efecto de contrafuerte de la parte baja del deslizamiento, tiene que operar otra (u otras) fuerza(s) de resistencia al movimiento.

Hay que destacar que, en cualquier caso, ϕ'_{res} es mayor que el buzamiento mostrado por la banda de corte basal en la mayor parte del deslizamiento ($6 - 7^\circ$). La misma relación entre ϕ'_{res} y el buzamiento de la superficie de rotura (β) se observa en muchos grandes deslizamientos lentos (Glastonbury y Fell, 2008). En estas condiciones, la resultante de la fuerza de corte y la fuerza de fricción “en seco” es negativa y contribuye a reducir la fuerza movilizadora debida a la presión de agua. Por el contrario, deslizamientos traslacionales en los que ϕ'_{res} es menor que β tienden a acelerar rápidamente y a producir roturas catastróficas (Glastonbury y Fell, 2010).

Análisis dinámico

El movimiento de los deslizamientos lentos se analiza generalmente considerando un término viscoso, asociado a la deformación en una banda de corte. En un enfoque cuasi-estático, un material viscoso perfecto mostraría una velocidad de deformación constante al mantener constantes todas las fuerzas motrices y las condiciones de contorno. En el caso de Vallcebre, durante los periodos secos se observa esta relación entre velocidad local en el sondeo S2 y el nivel freático, lo que sugiere la existencia de un componente de resistencia viscosa en el deslizamiento. Esta posibilidad se investigó añadiendo un término

viscoso a la ecuación de momento lineal. El análisis se realizó suponiendo condiciones de talud infinito y utilizando un parámetro de viscosidad calibrado a partir de los datos de auscultación (Corominas et al., 2005). Los resultados reproducen satisfactoriamente los desplazamientos y velocidades medidas en el sondeo S2 (Figura 5); sin embargo las predicciones no fueran tan buenas para los sondeos S5 y S9. El sondeo S5 está cerca de la cabecera de la unidad inferior del deslizamiento y el sondeo S9 está próximo al pie. La superficie de deslizamiento muestra una curvatura marcada en ambas zonas, por lo cual la hipótesis de trabajo de talud infinito no es del todo aceptable en ellas.

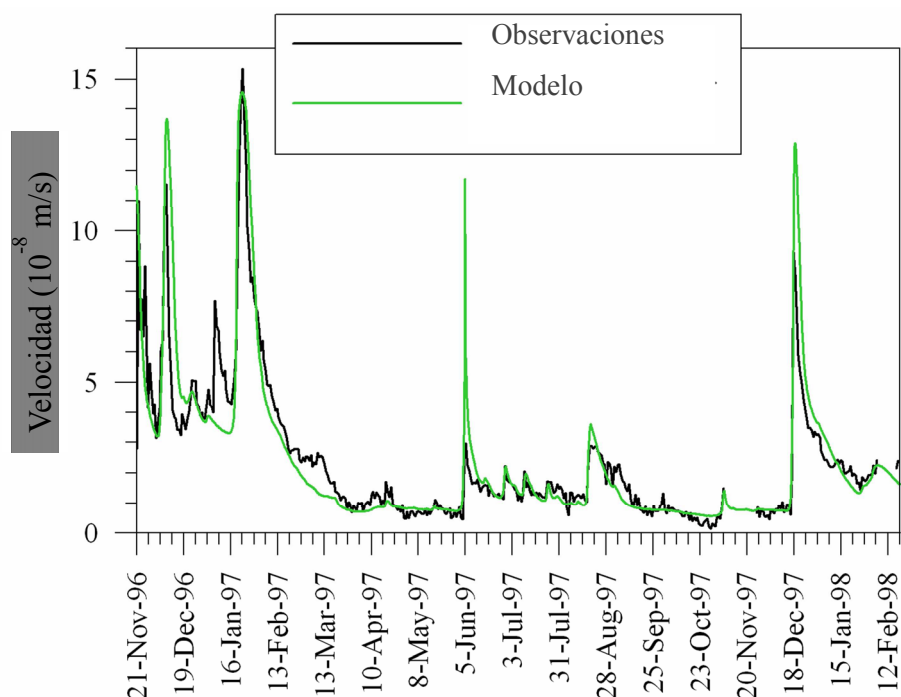


Figura 5. Velocidad de desplazamiento observada y predicha por un modelo viscoso y condiciones de talud infinito para el sondeo S2 (modificado de Corominas et al., 2005).

Para tener en cuenta la influencia estabilizadora del pie y la erosión del torrente en el comportamiento del deslizamiento, Ferrari et al. (2011) utilizaron un modelo de dos bloques que deslizan según planos diferentes y que interactúan en un plano común. Uno de los bloques representa la mayor parte de la unidad inferior de deslizamiento y el otro el pie del mismo (Figura 6). El modelo también incluye un término viscoso y el flujo se considera paralelo. Este es un enfoque más realista de la geometría real de la superficie de rotura. Los resultados obtenidos se ajustan bien a la velocidad observada en el sondeo S2 (Figura 7). El modelo predice que la acumulación de material en el pie del deslizamiento reduce progresivamente la sensibilidad del deslizamiento a las fluctuaciones del nivel freático y que la erosión tiene el efecto opuesto, como es de esperar.

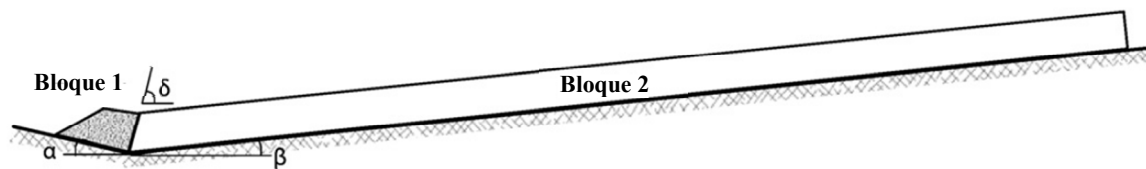


Figura 6. Desplazamiento y nivel freático observado en los sondeos S2 y S9 desde noviembre de 1996 hasta diciembre de 2015 (modificado de Ferrari et al., 2011).

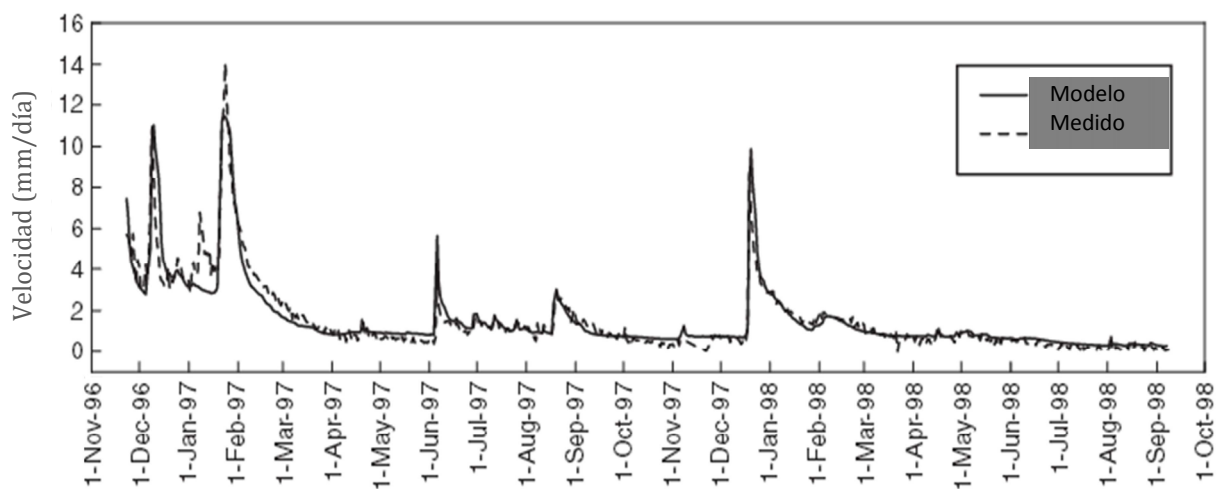


Figura 7. Velocidades observadas y predichas para el sondeo S2 usando un modelo de dos bloques deslizantes (modificado de Ferrari et al., 2011).

Los dos modelos anteriores predicen una relación lineal entre la velocidad y la posición del nivel freático; es decir, un único valor de velocidad para un mismo valor de profundidad del nivel freático, bajo la hipótesis de flujo paralelo. Sin embargo, la Figura 4 muestra que el deslizamiento acelera cuando el nivel freático sube mientras que decelera cuando el nivel freático baja, independientemente de la posición de dicho nivel. Esto significa que la relación entre el nivel freático y la aceleración o la velocidad del deslizamiento no es lineal si no que existe cierta histéresis. Ferrari et al. (2011) consideran que la falta de histéresis que muestran los resultados del modelo de dos bloques es debida a la pequeña cantidad de masa transferida hacia el pie durante el intervalo de tiempo considerado en el análisis (diciembre de 1996 a octubre de 1998). Sin embargo, no pueden esperarse grandes cambios en las predicciones del modelo si se considera un periodo de tiempo mayor, puesto que el desplazamiento registrado en los últimos 20 años es de unos 5 metros.

De hecho, no se han notado cambios significativos en la posición del frente del deslizamiento desde las primeras observaciones fotogramétricas realizadas en 1987. El análisis comparativo de ortofotomapas muestra que desde 1957 no ha habido avances o retrocesos importantes en el frente. Por consiguiente, el deslizamiento de Vallcebre puede verse como una cinta que transporta materiales desde la ladera hacia el torrente, donde son erosionados. La posición del frente del deslizamiento parece mantenerse bastante fija debido a una suerte de equilibrio dinámico entre la velocidad del deslizamiento y la tasa de erosión en el torrente.

Según lo mencionado antes, la relación entre el nivel freático y la velocidad de desplazamiento es compleja en el detalle. El menor buzamiento de la superficie de rotura en el pie del deslizamiento contribuye a estabilizar el movimiento. La deformación viscosa en la banda de corte basal es un mecanismo de disipación de energía que también puede contribuir a la reducción de la velocidad. Para ajustar mejor las predicciones a las observaciones podría utilizarse un modelo con viscosidad variable (Vulliet y Hutter, 1988). Sin embargo, aunque este modelo sería aceptable matemáticamente, desde un punto de vista físico una viscosidad variable o incluso el mero comportamiento viscoso no son fácilmente justificables teniendo en cuenta el tipo de material (limolitas arcillosas sobreconsolidadas y microfalladas).

4. CONCLUSIONES

- El hecho de que el ángulo de fricción residual sea menor al buzamiento de la superficie de rotura (o banda de corte, en este caso) tiene una influencia relevante en el lento movimiento del deslizamiento de Vallcebre.
- En condiciones estacionarias del nivel freático, el deslizamiento se mueve con una velocidad constante y muy pequeña que puede explicarse con un modelo simple que incluye una componente viscosa.
- Cuando el nivel freático desciende por debajo de cierto valor, el movimiento cesa en la parte baja del deslizamiento, con lo cual el efecto de contrafuerte que proporciona el pie del deslizamiento, debido a que está a contrapendiente, se ve acrecentado.
- El deslizamiento muestra una respuesta rápida a las fluctuaciones del nivel freático, lo que pone de manifiesto la importancia de las fisuras y grietas en la infiltración del agua en el terreno.
- En condiciones transitorias del nivel freático, el modelo viscoso simple se ajusta relativamente bien cuando la hipótesis de talud infinito es aceptable. El

modelo de dos bloques deslizantes se ajusta mejor a la geometría y al comportamiento real del deslizamiento y da predicciones algo mejores.

- En varios periodos con movimiento más rápido se ha observado una respuesta histerética del deslizamiento a las fluctuaciones del nivel freático. Esto podría deberse a: (i) un valor no constante de la viscosidad, aunque parece difícil de justificar teniendo en cuenta el tipo de material; o (ii) a cambios en la geometría de la masa deslizada debidas al propio desplazamiento no tenidos en cuenta en el modelo de dos bloques; no obstante la transferencia de masa del deslizamiento hacia el pie es muy limitada dada su velocidad muy lenta; (iii) otros mecanismos de deformación y de flujo de agua en la banda de corte, que sean más realistas desde el punto de vista físico.

- Estas nuevas aproximaciones requieren una modelización numérica avanzada y se están considerando en la investigación actual del deslizamiento.

- El registro continuo del nivel freático y del desplazamiento ha permitido descubrir varias características esenciales del comportamiento del deslizamiento que de otra manera habrían pasado desapercibidas.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido realizado en parte por la red PyrMove, financiada por la Generalitat de Catalunya (ayuda AGAUR 2014CTP00051) en el marco de la Comunidad de Trabajo de los Pirineos. Agradecemos a todos los que han colaborado en las labores de mantenimiento y pre-procesado de los datos de auscultación en sondeo, labores poco vistosas pero obviamente imprescindibles. En particular, agradecemos la contribución esencial de Tomás Pérez al diseño y construcción del extensómetro de cable, un prototipo desarrollado por nuestro grupo a partir de la idea original de Maceo Giovanni Angeli (IRPI-CNR Perugia, Italia). También a Joan Rius y a David González por su esfuerzo en el mantenimiento del sistema y en el pre-procesado de datos; así como a Víctor Encuentra y Ramón Martí.

REFERENCIAS

- Corominas, J., Moya, J., Lloret, A., Gili, J.A., Angeli, M.G., Pasuto, A., Silvano, S., 2000. Measurement of landslide displacements using a wire extensometer. *Engineering Geology*, 55: 149-166.
- Corominas, J., Moya, J., Ledesma, A., Lloret, A., Gili, J.A., 2005. Prediction of ground displacements and velocities from groundwater level changes at the Vallcebre landslide (Eastern Pyrenees). *Landslides*, 2: 83-96.

- Crosetto, M., Gili, J.A., Monserrat, O., Cuevas-González, M., Corominas, J., Serral, D., 2013. Interferometric SAR monitoring of the Vallcebre landslide (Spain) using corner reflectors. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 13: 923-933.
- Gili, J.A., Corominas, J., Rius, J., 2000. Using Global Positioning System Techniques in landslide monitoring. *Engineering Geology*, 55: 167-192.
- Gili, J.A., Moya, J., Corominas, J., Crosetto, M., Monserrat, O., Luzi, G., 2016. Twenty-five years of Vallcebre landslide monitoring: from theodolite to Radar. *1st IMEKO TC-4 International Workshop on Metrology for Geotechnics*. Benevento, Italy, March 17-18, 2016.
- Glastonbury, J., Fell, R., 2008. Geotechnical characteristics of large slow, very slow and extremely slow landslides. *Can. Geotech. J.*, 45: 984-1005.
- Glastonbury, J., Fell, R., 2010. Geotechnical characteristics of large rapid rock slides. *Can. Geotech. J.*, 47: 116-132.
- Ferrari, A., Ledesma, A., González, D.A., Corominas, J., 2011. Effects of the foot evolution on the behaviour of slow-moving landslides. *Engineering Geology*, 117: 217-228.
- Monserrat, O., Moya, J., Luzi, G., M. Crosetto, M., Gili, J.A., Corominas, J., 2013. Non-interferometric GB-SAR measurement: application to the Vallcebre landslide (eastern Pyrenees, Spain). *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 13:1873-1877.
- Vulliet, L., Hutter, K., 1988. Viscous-type sliding laws for landslides. *Can. Geotech. J.*, 25: 467-477.

¿LOS DESPRENDIMIENTOS DEL TAJO DE SAN PEDRO SON UNA AMENAZA PARA LA ALHAMBRA DE GRANADA? INSTRUMENTACIÓN Y ANÁLISIS MULTITEMPORAL CON ESCÁNER. CÁLCULO DEL RETROCESO DEL ESCARPE

FRANCISCO JAVIER ROLDÁN⁽¹⁾, JOSE MIGUEL AZAÑÓN⁽²⁻³⁾, JOSE LUIS PÉREZ-GARCÍA⁽⁴⁾

- ⁽¹⁾ Instituto Geológico y Minero de España (IGME). Urb. Alcázar del Genil, Ed. Zulema. 18006 Granada. fj.rolدان@igme.es
- ⁽²⁾ Dpto. de Geodinámica. Facultad de Ciencias. Universidad de Granada, C/Fuentenueva s/n. 18071. Granada. jazanон@ugr.es
- ⁽³⁾ Instituto Andaluz de Ciencias de la Tierra (UGR-CSIC), C/Fuentenueva s/n. 18071. Granada
- ⁽⁴⁾ Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría, Universidad de Jaén. Campus de las Lagunillas, Edif. A-3 - 23071 Jaén, España. Email: jlperez@ujaen.es

RESUMEN

La Alhambra de Granada situada en la colina de la Sabika, está separada del barrio del Albaicín por el río Darro. Este río con un trazado muy rectilíneo en toda la vertiente de la colina, muestra un meandro en la iglesia de San Pedro al pie de una parte de las murallas de la Alhambra. Rodeando el arco externo de este meandro, se han producido desde hace siglos desprendimientos sucesivos en el macizo rocoso. Estos desprendimientos han causado una erosión muy notable, produciendo el denominado Tajo de San Pedro. Este Tajo formado por dos cantiles oblicuos al río Darro, conforman un diedro de casi 90° con paredes superiores a 70°. A pesar de esta inclinación, las características mecánicas de las rocas son suficientes como para soportar una ladera con esta pendiente sin que se produzca colapso. Sin embargo, la pérdida de confinamiento lateral que soporta el macizo rocoso, genera grietas de tracción en la parte superior de los dos cantiles que avanzan hacia el río. Estas grietas de tracción, junto con las características hidráulicas de las rocas y las fallas asociadas, son factores que han producido en el ábside del Tajo de San Pedro un retranqueo hacia las murallas de la Alhambra. La instrumentación utilizada y el análisis multitemporal mediante láser escáner, ha permitido calcular un retroceso del Tajo de algo más de 1,5 metros entre 2010 y 2013.

Palabras clave: Tajo de San Pedro, Alhambra, desprendimientos, flujo de derrubios, escáner

1. INTRODUCCIÓN

El Tajo de San Pedro (TSP) constituye un paisaje singular estrechamente relacionado con la vista panorámica de la Alhambra desde el mirador de San Nicolás (Fig. 1). Forma un diedro con dos cantiles ortogonales entre sí y oblicuos al río Darro, que se han formado por erosión de la ladera en los últimos siglos.



Figura 1.- Vista del Tajo de San Pedro desde el mirador de San Nicolás. Al fondo a la izquierda, Palacio de Carlos V, a la derecha la torre de El Cubo (circular) y las murallas de la Alcazaba

La construcción de La Alhambra comenzó con el fundador de la dinastía nazarí Ibn Al-Ahmar (Alhamar) en 1237 y prosiguió con sus herederos hasta 1359. Se realizó sobre la colina de la Sabika, entre otras razones, porque el suministro hidráulico estaba asegurado a partir de antiguas canalizaciones romanas procedentes del río Darro (García-Pulido, 2011). No parece plausible que esta construcción se llevara a cabo por encima de una ladera como la que hoy día muestra el TSP, por lo que es de suponer que los desprendimientos se sucedieron en épocas posteriores.

Las primeras referencias de desprendimientos en el TSP se reseñan a partir de 1524 (según describen Rodríguez-Ortiz, 1998 y Justo, 2013). Diversos estudios internos realizados para el Patronato de la Alhambra, muestran casi por unanimidad que los desprendimientos se deben a: avenidas del río Darro, sismicidad y filtraciones procedentes, principalmente, de los aliviaderos de los aljibes (Pascal, et al., 2006).

El registro histórico de avenidas del río Darro más antiguo data de 1478 (Rodríguez-Ortiz, 1998). La Iglesia de San Pedro, construida sobre una plataforma junto al Darro, comenzó en

1559, produjo un estrangulamiento del río, obligándolo a efectuar un meandro que ha incidido sobre el Tajo. A partir de 1600 se tienen referencias de que las crecidas del río Darro socavaron la base de la colina roja y dieron lugar a desprendimientos que configuraron la morfología del TSP. Es posible que la iglesia de San Pedro actuara de albarrada sobre el río Darro, contribuyendo a la formación del meandro y al socavamiento del Tajo (Fig. 2).

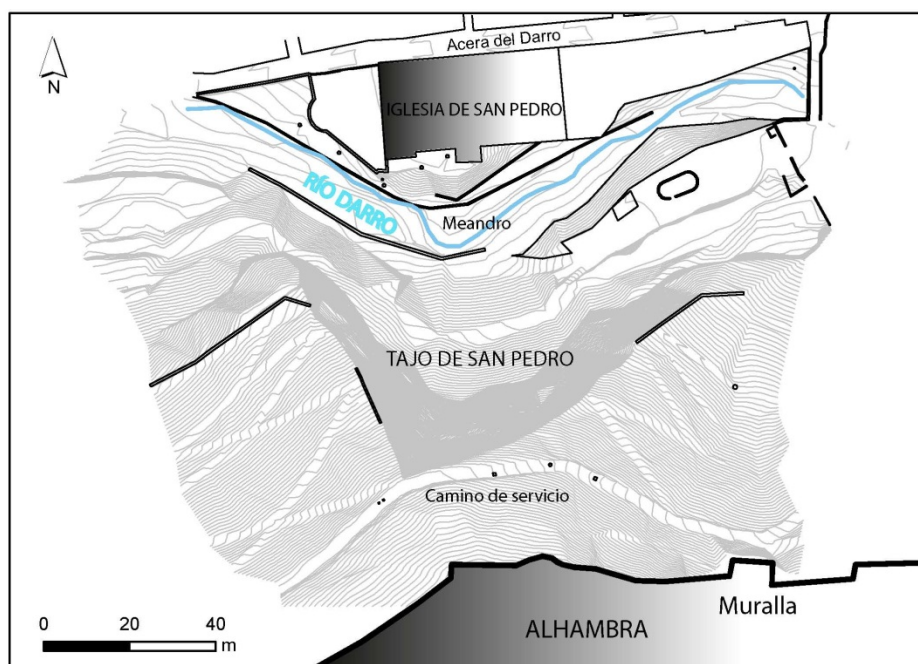


Figura 2.- Vista en planta de la topografía en la cual se sitúa la Alhambra y la iglesia de San Pedro, entre ambos edificios discurre el río Darro con el meandro al pie del TSP

En las últimas décadas no ha habido una sismicidad significativa que haya producido desprendimientos, ni tampoco inundaciones del río Darro que hayan perturbado la base del TSP.

A partir del año 2010 y hasta 2013, se han producido desprendimientos considerables. Desde 2007 hasta Diciembre de 2016 se dispone de un registro instrumental casi continuo, obtenido por láser escáner, que demuestra con precisión el retroceso del TSP por desprendimientos de rocas. Este trabajo analizará los factores condicionantes y desencadenantes de los desprendimientos, el papel que desempeña el agua de filtración y lluvia y el cálculo del retroceso del Tajo mediante el análisis multitemporal con láser escáner.

2. FACTORES CONDICIONANTES

Los factores condicionantes de las inestabilidades de ladera producidas en el Tajo de San Pedro derivan directamente de cuatro aspectos: a) geología; b) humedad; c) agua y d) topografía.

a) La colina sobre la que está situada la Alhambra y los barrios históricos del Sacromonte y el Albaicín, tiene como sustrato una formación conglomerática conocida como “Formación o Conglomerado Alhambra”. Es una sucesión estratigráfica de conglomerados, arenas y en menor proporción arcillas rojas de unos 200 m de espesor visible, con la estratificación dispuesta horizontalmente o con ligero buzamiento hacia la Depresión de Granada. Esta formación ha sido interpretada como un depósito ligado a un sistema de abanicos aluviales coalescentes, procedentes de la denudación de los relieves de Sierra Nevada.

La litología de la Formación Alhambra está formada por conglomerados heterométricos poco o nada cementados con cantos de rocas metamórficas del Complejo Nevado-Filábride (esquistos, cuarcitas, mármoles, anfibolitas); su matriz es arenosa o limosa. Se reconocen algunos niveles de arenas y arcillas rojizas intercaladas con espesores centimétricos a decimétricos. Existen también algunos horizontes rojizos de paleosuelos.

El Tajo de San Pedro muestra un corte vertical de la Formación Alhambra de unos 40 m de espesor (Fig. 3). Dominan los paquetes de conglomerados con cantos de hasta 20 cm de diámetro, entre los que destaca algún nivel de paleosuelos de color rojizo.

Uno de los rasgos más llamativos del TSP es la presencia de fallas normales que cortan a toda la secuencia conglomerática (Fig. 3). Estas fallas son de carácter normal y pueden ser consideradas activas porque producen sismicidad histórica y saltos topográficos que justifican la diferencia de cota entre Plaza Nueva, la colina de la Sabika, el Generalife, la Silla del Moro o el Llano de la Perdiz.



Figura 3.- Secuencia litológica del TSP con 11 tramos diferenciados de conglomerados y arenas con arcillas rojizas. Fracturas normales dominantes (N130-150) en el cantil izquierdo y red de fracturas subordinadas en el diedro. Humedades transmitidas a partir de los conglomerados y del suelo de la cornisa del Tajo

b) Las fracturas del Tajo de San Pedro son un factor condicionante de primer orden ya que

pueden considerarse canales de filtración de agua a través del conglomerado Alhambra. Estas discontinuidades mecánicas modifican la permeabilidad primaria de la roca, añadiendo una permeabilidad secundaria que condiciona los puntos en los que se producen las principales inestabilidades de ladera en el TSP (Fig. 4).

c) En una formación rocosa, la permeabilidad primaria o secundaria condiciona las propiedades mecánicas. El conglomerado Alhambra es una roca de permeabilidad muy variable ya que posee intercalaciones de arenas y gravas, extraordinariamente permeables, con paquetes de limos y arcillas poco permeables. La reducida porosidad eficaz de éstos últimos controla la humedad dentro de la ladera. De este modo, en el TSP se pueden apreciar parches y manchas de humedad, a diferentes cotas, que arrastran las fracciones más finas de arenas y limos que descalzan los cantos de los conglomerados. Este proceso condiciona la estabilidad parcial del talud con desprendimientos localizados (Fig. 4 A).

d) La pendiente media del terreno en el Tajo de San Pedro es superior a los 70° . Este parámetro implica que las características mecánicas de las rocas que constituyen el TSP, son suficientes como para soportar una ladera de esta pendiente sin que se produzca su colapso. Sin embargo, la pérdida del confinamiento lateral que soporta el macizo rocoso genera grietas de tracción en la parte apical de ambos cantiles del Tajo y que progresan con el tiempo hacia abajo. Estas grietas, abiertas en la parte superior y cerradas en la parte inferior, se generan por descompresión del terreno. Este tipo de discontinuidades son críticas para favorecer la filtración del agua a lo largo de esta formación conglomerática e incrementar las presiones intersticiales en la formación Alhambra (Fig. 4 A).

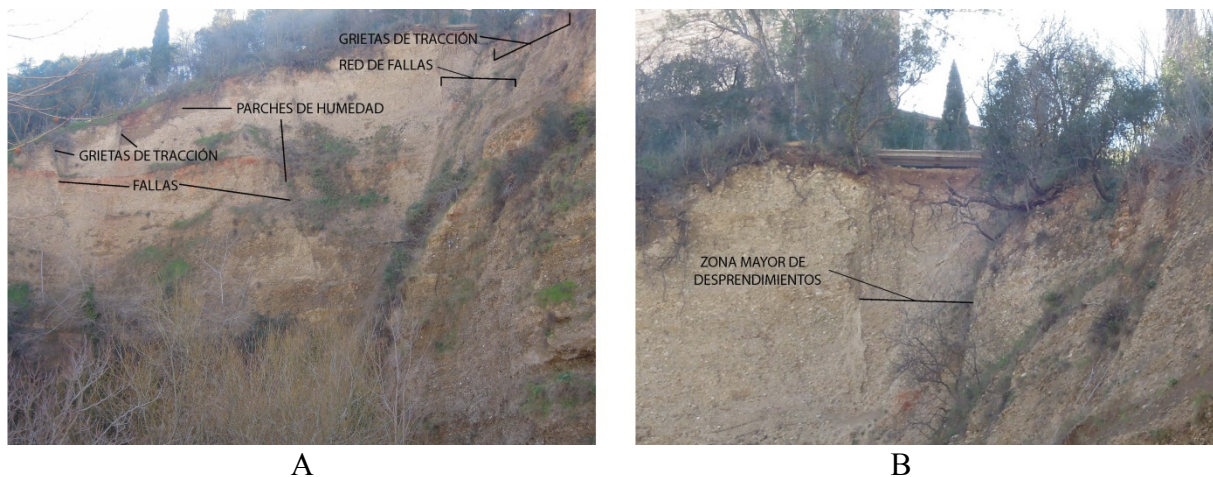


Figura 4.- A) Vista principal del cantil izquierdo del TSP que muestra las fallas y las grietas de tracción a las que se asocian los parches de humedad. B) Zona de red de fallas subordinadas donde se producen los mayores desprendimientos (foto tomada en periodo estival)

3. FACTORES DESENCADENANTES

Los factores desencadenantes de las inestabilidades de ladera en el Tajo de San Pedro son de tres tipos: a) erosión fluvial del pie; b) sismicidad y c) precipitaciones.

a) El diedro del TSP se sitúa en la parte convexa del meandro del río Darro que se circunscribe a la iglesia de San Pedro, por lo que el proceso superficial esperable sería el de erosión (Fig. 2). Por tanto, el pie del TSP es susceptible de erosión por el río Darro ante una crecida que pueda eliminar la masa de sedimentos. Un proceso de estas características podría inducir una inestabilidad de ladera de grandes proporciones en el TSP.

b) La sismicidad de la ciudad de Granada es de carácter moderado. No obstante, son relativamente frecuentes los terremotos de baja magnitud y poca profundidad. La velocidad de ondas de cizalla en la Formación Alhambra se ha estimado en 960 m/s (Azañón et al). Por tanto se trata de un sustrato rocoso estable y rígido y la amplificación sísmica sería prácticamente nula. Un terremoto de magnitud igual o superior a 5, podría desencadenar una inestabilidad de ladera en el TSP en función de la distancia epicentral y profundidad.

c) El desencadenante de la mayor parte de las inestabilidades que se producen en el TSP son las precipitaciones. El agua se infiltra a través de los niveles más permeables y genera un incremento de las presiones en poro de los niveles más impermeables. Las discontinuidades de la roca y las raíces de las plantas son canales de filtración rápida que incrementan la velocidad de filtración. En la figura 4 se puede apreciar como la parte superior del cantil izquierdo refleja una humedad producida directamente por las raíces de las plantas. También se puede apreciar como las fallas han condicionado las áreas fuente de los flujos producidos, generando conos de derrubios (Figura 5 A).



Figura 5.- A) Conos de derrubios formados por la erosión del TSP a partir de la circulación de agua por las superficies de discontinuidad en los conglomerados. B) Vista lateral de la pendiente del cono de derrubios que protege y estabiliza el pie del talud del TSP

Estos factores que se producen en ambos cantiles, han contribuido a la acumulación de un importante volumen de sedimentos en el pie. Las masas desprendidas protegen la base del talud de la ladera y minimiza la posibilidad de que se produzca una inestabilidad frente a una posible crecida del río Darro (Fig. 5 B).

4.- INSTRUMENTACIÓN Y CUANTIFICACIÓN DEL RETROCESO DEL TSP

Para las mediciones multitemporales de la erosión en el TSP se ha utilizado el sistema Leica ScanStation C10; con un alcance entre 0,1 y 300 m; velocidad de almacenamiento de hasta 50.000 puntos/s; precisión en distancias de 6 mm/50 m; campo de visión 360°x270°, cámara digital de 4 megapíxeles y compensador de doble eje.

Los resultados se han obtenido a partir de una campaña inicial realizada por los Servicios Técnicos de la Universidad de Granada en el año 2007 (escáner FARO) y seis campañas más entre Febrero de 2013 y Noviembre de 2016 (escáner LEICA). Tabla 1.

FECHA	ESCÁNER
18/04/2007	FARO
13/02/2013	LEICA/OPTECH
27/12/2013	LEICA
06/05/2014	LEICA
14/10/2014	LEICA
24/09/2015	LEICA
15/11/2016	LEICA

Tabla 1.- Fechas de las campañas realizadas con escáner entre los años 2007 y 2017, en el Tajo San Pedro

El diseño de la superficie y la modelización del talud del TSP se han realizado en dos fases: la captura de datos y el procesado de los mismos. El modelo obtenido se ajusta lo más exacto posible a la superficie del talud (Fig. 6), eliminando los puntos que no pertenecen a dicho talud (vegetación, ramas caídas, edificaciones, etc).

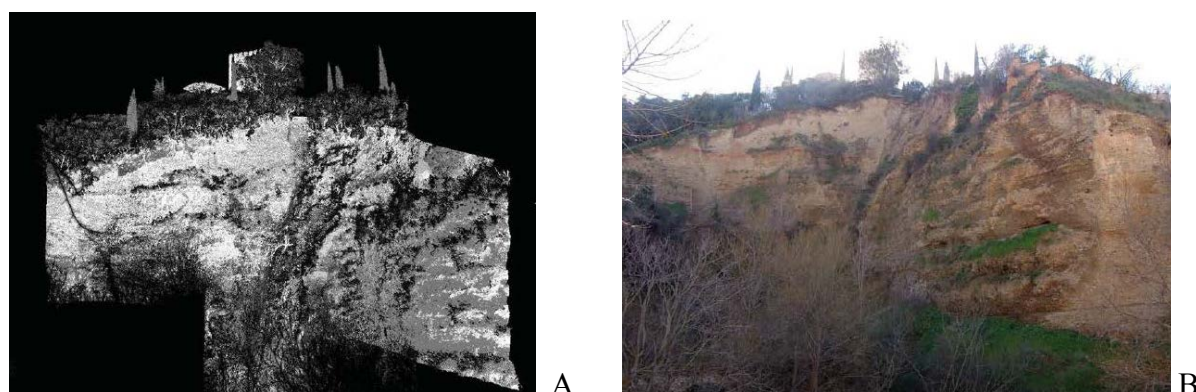


Figura 6.- A) Técnica de láser-escáner que reproduce mediante puntos imágenes reales (B)

El análisis multitemporal se ha llevado a cabo a partir de los datos correspondientes a las campañas antes mencionadas (Tabla 1). Se ha realizado una comparativa de las superficies sucesivas obtenidas entre 2007 y 2013 (sin registro entre estos años), localizando zonas en el talud con pérdidas o no de material. El modelo digital resultante muestra una superficie coloreada, donde la gama de colores naranjas y azules definen zonas sin erosionar y desprendidas respectivamente. La paleta de colores permite hacer una estimación visual de la mayor o menor pérdida de macizo rocoso (Fig. 7).

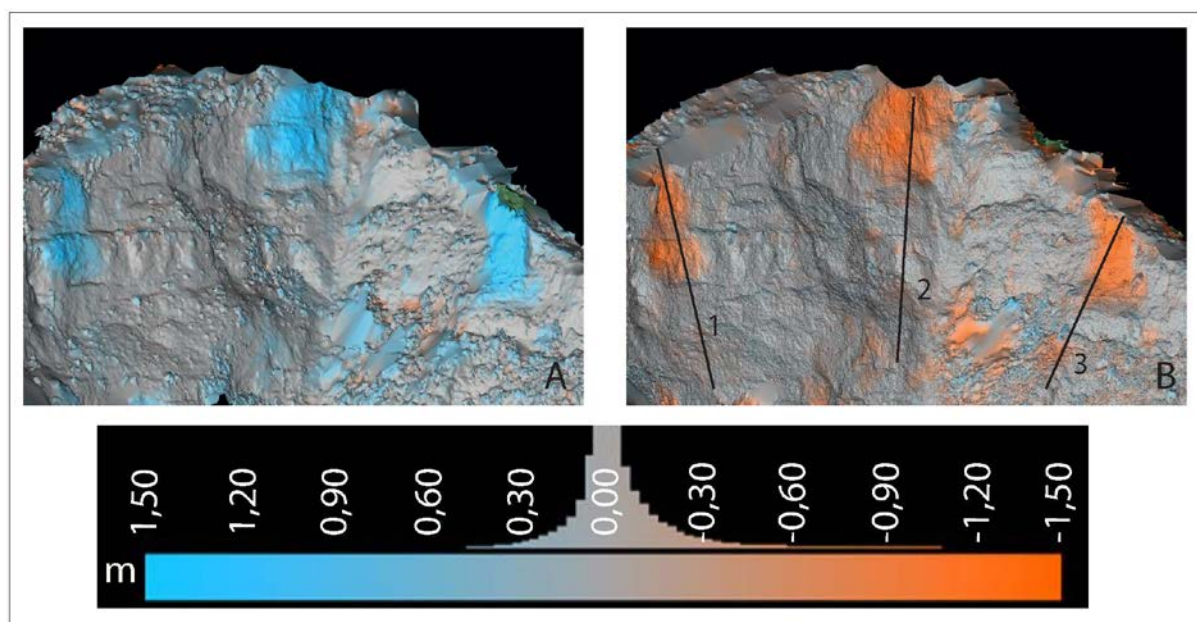


Figura 7.- A) Modelo digital obtenido en 2007. Las zonas azules muestran parte del TSP que aún no se habían desprendido. B) El color naranja señala las zonas desprendidas en el modelo obtenido en 2013. La paleta de colores representa una escala colorimétrica comparativa entre sectores desprendidos y sin desprender y el espesor aproximado en metros

El TSP muestra desprendimientos en sus dos cantiles con tres sectores en los que la pérdida de material ha sido muy considerable. En la figura 7 B se dibujan: el sector 1 en el cantil izquierdo, el sector 2 en el diedro de los dos cantiles y el sector 3 en el cantil derecho. Los registros se han hecho desde el mirador de San Nicolás el de 2007, el resto desde la torre de la iglesia de San Pedro.

En la figura 8 se muestra la cuantificación en metros de los tres sectores anteriormente indicados con mayor efecto erosivo. El cantil izquierdo y el diedro son los sectores más vulnerables por su proximidad a los muros de la Alhambra. El cantil derecho solamente afecta a una parte de la ladera y a la antigua muralla que rodeaba el TSP. La cuantificación del retroceso se ha llevado a cabo, restando al modelo de 2013 el modelo de 2007. Los mayores desprendimientos se produjeron a partir de 2010, si bien la instrumentación y medidas de control se efectuaron a partir de 2013.

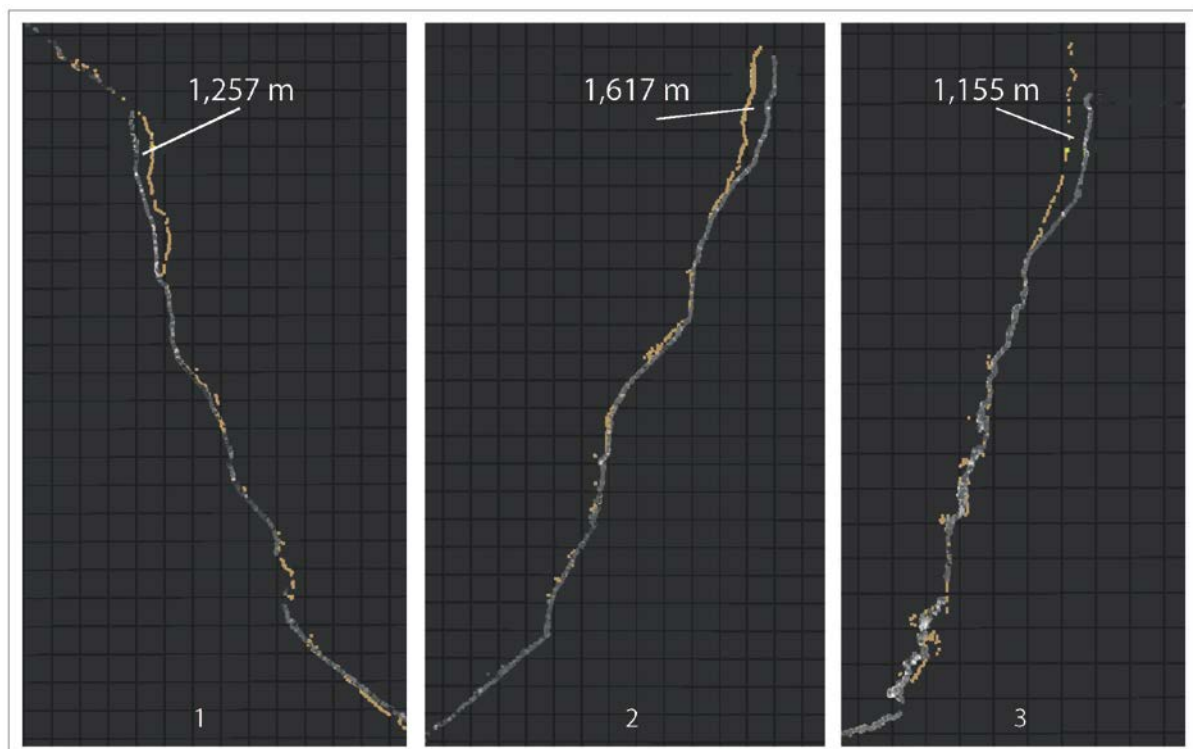


Figura 8.- Perfiles que muestran la cuantificación del retroceso del Tajo de San Pedro sobre el modelo digital obtenido en 2013 (la situación de los perfiles en la figura 7)

La cuantificación, del retroceso del TSP entre los años 2014 y Noviembre de 2016, no muestra apenas diferencias. Se pueden apreciar ligeras caídas o pérdidas de material en forma de “cuchara” que se han producido sobre todo en la parte izquierda del talud (Fig. 7).

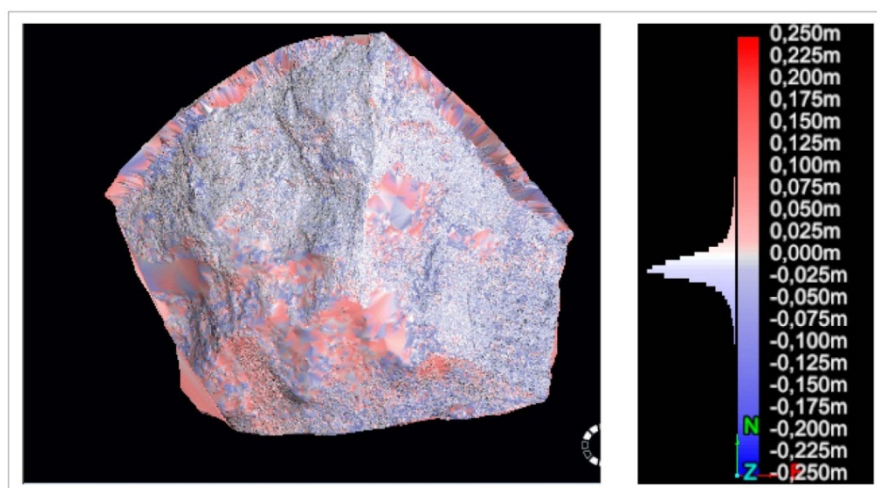


Figura 9.- Las manchas azules representan pérdida de sedimento, las rojizas son aportes o vegetación en partes bajas

5.- RELACIÓN ENTRE PLUVIOMETRÍA Y DESPRENDIMIENTOS EN LOS ÚLTIMOS 28 AÑOS (1988-2016)

La figura 10 muestra el histograma de pluviometría anual del periodo 1988-2016. La media ponderada anual es de 442 mm para dicho periodo. Desviación estándar: 170. Coeficiente de variación: 39%. Las barras verdes marcan valores próximos a la media anual, rojos y amarillos por debajo de esta. Las barras azules señalan periodos hidrológicos de gran pluviometría.

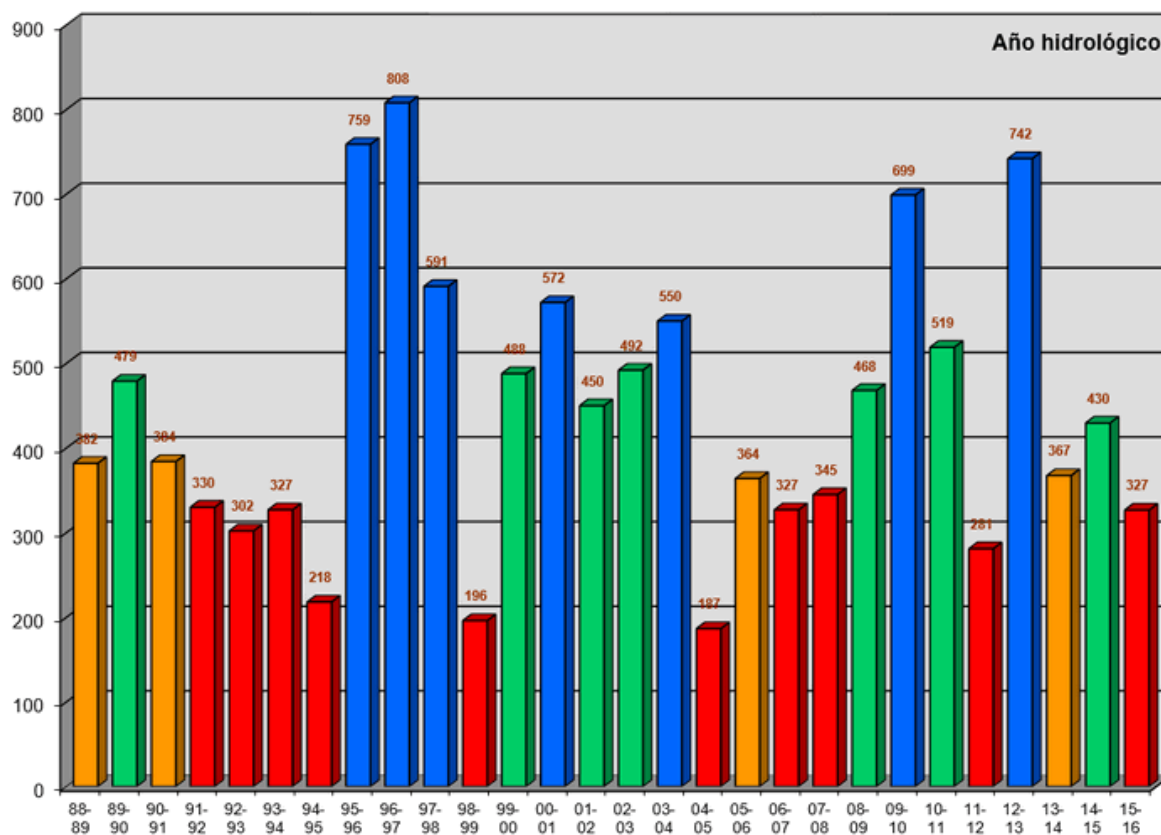


Figura 10.- Histograma pluviométrico obtenido en el Albaicín entre los años 1988 y 2016 (Longitud: 3°35'26" W; Latitud: 37°10'48" N; Altitud: 730 m). Fuente tomada del observador Nicolás Velilla (Estación automática Davis Vantage Vue, actualización cada 5 minutos)

Desde los años hidrológicos 2013 a 2016, las lluvias han estado por debajo de la media o ligeramente en la media (ver histograma de la figura 10). Sin embargo, en los años hidrológicos 2009-2010 y 2012-2013 es cuando se han producido las mayores tasas de desprendimientos. Por lo tanto, existe una relación directa entre lluvias y desprendimientos. No se tienen registros de años anteriores a 2007 con láser.

6.- DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

La Alhambra empezó a construirse en la colina roja de la Sabika en 1237 y se terminó en 1359. Las primeras referencias que se tienen sobre las crecidas del río Darro datan de 1478. La iglesia de San Pedro se construyó 1559 y los primeros desprendimientos del TSP reseñados en bibliografía se mencionan a partir de 1600. Estas fechas sugieren que unas de las causas que iniciaron el modelado del TSP, fuesen la construcción de la iglesia y la plataforma de apoyo del monumento. Estos elementos pudieron actuar de albarrada y condicionar el meandro del río Darro que iría socavando la vertiente del TSP.

A partir del siglo XVII y hasta la actualidad se han combinado muchas referencias de crecidas del Darro y desprendimientos del TSP, pero no hay una relación directa que conjugue estos dos procesos.

El macizo rocoso que configura el TSP son conglomerados con unas características mecánicas suficientes como para soportar una ladera con una pendiente en la parte superior de más de 70° sin que se origine colapso. Sin embargo, la permeabilidad variable de los conglomerados, determinada por intercalaciones de arenas y arcillas, junto con la red de fallas que aparecen, proporcionan manchas de humedad considerable en la pared del TSP. Estas manchas de humedad se ven incrementadas en épocas de fuertes lluvias, que arrastran las fracciones finas disminuyendo la cohesión entre cantos y el descalce de estos. Los registros pluviométricos de los últimos 30 años y en especial de los años 2010 y 2013, que han sido iguales o por encima de 700 mm, ocasionaron desprendimientos de envergadura en el TSP. Otra causa añadida a esta tasa elevada pluviométrica ha sido la lluvia torrencial descargada en 24 horas. Se ha demostrado que cuando la lluvia supera los 40-50 mm en menos de 24 horas, el TSP es susceptible de producir desprendimientos de consideración.

Los registros mediante mediciones de puntos con láser escáner del TSP en 2013, tomando como referencia otra medida de 2007, han mostrado un importante retroceso en los dos cantiles y en el ábside. Este retroceso está íntimamente relacionado con las lluvias torrenciales de 2013, que provocaron un retranqueo del TSP superior a 1,5 metros en el ábside y de más de 1 metro en los cantiles. Sin embargo, el río Darro no experimentó una crecida considerable que afectara al talud. De igual modo, según referencias de técnicos del Patronato de la Alhambra, en 2010 se produjo un desprendimiento en el cantil derecho que acabó con los únicos restos de muralla que quedaba en la parte media alta de la ladera.

REFERENCIAS

- Azañón J.M., Rodríguez-Peces M.J., García-Mayordomo, J., Justo-Alpañés J.L. (2011). Fallas activas y sismicidad en las partes altas de la ciudad de Granada: comportamiento dinámico de la Formación Alhambra. *4 CNIS*. 18-20 de Mayo (2011). Granada.
- García Pulido, L.J. (2011). *La dimensión territorial del entorno de la Alhambra*. Universidad de Sevilla: Universidad de Sevilla, Instituto Universitario de Arquitectura y Ciencias de la Construcción. ISBN 978-84-472-1326-9.
- Justo, J. L., Saura, J., Villalobos, M., Durand, P., Azañón, J.M., Justo, E. and Morales A (2013). Aspectos medioambientales y estéticos en la estabilización de taludes por medio de mallas de alto límite elástico. *V Congreso de la Ingeniería Civil*.
- Pascal Durand, J. Saura, José Miguel Azañón Hernández, E. Justo, A. Morales, José Luis de Justo Alpañés (2006). *Ingeniería Civil*. ISSN 0213-8468, N° 142: 141-146.
- Rodríguez Ortiz, J.M. (1998). *El Tajo de San Pedro en la Alhambra de Granada. Informe N° 2: Propuesta de actuaciones*. Madrid, trabajo inédito.

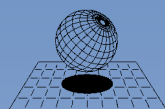
ÍNDICE AUTORES

Abellán, A.	545, 605, 1473	Cano, M.	271, 545, 605
Aguiló, R.	1063	Cantarino, I.	347
Alonso, E.	809	Capa, V.	347, 930
Alonso, E.E.	1313, 1344	Capa, V.E.	721
Alonso, N.	395	Cardenal, F.J.	516
Alonso, V.	663	Carpesa, R.	335
Altimir, J.	1212	Carreras, M.	1447
Altimir Planes, J.	432	Carús Candás, J.L.	1177
Alvarado, M.	307, 1313	Casals, V.	1212
Álvarez Álvarez, E.	1177	Casanueva, J.	765
Álvarez Álvarez, Eugenia	383	Casillas, R.	1130
Álvarez Mingorance, María	359	Castanon, L.	1281
Amigó, J.	1075	Castanon-Jano, L.	1304
Andreu, J.M.	1411	Castillejo, J.L.	845
Antuña Yudego, E.	1177	Castro, D.	1281
Arias, N.	930	Castro, J.	765
Armijo-Palacio, G.	1027	Castro-Fresno, D.	1304
Aroca, G.	845, 1447	Cervera, J.	785
Arroyo, M.	528	Chung, C.-J.	468
Asensio, L.	1154	Clossom, D.	593
Asensio Doz, C.	686	Coll, J.	1236, 1292
Ayres Janeiro, L.	955	Collazos Arias, F.	955, 1027
Azañón, J.M.	76, 444, 533, 593, 1496	Colomo, C.	335, 492, 516
Azurmendi, M.	1375	Colomo, C.M.	533
Baeza, C.	249	Comellas, J.	674, 1051
Balmaseda, R.	1154	Company, J.	930
Barral, N.	1189	Copons, R.	640
Bartelt, Perry	237	Corominas, J. ...	395, 581, 857, 881, 893, 1485
Bédmar, P.	335	Cruz, A.	528
Bejar, M.	593	Cuadrado, J.	944
Benito de las Heras, P.	741	Da Costa, A.	765
Benito de las Heras, P.A.	1244	Daza, A.	845, 1447
Berenguer, M.	456	De la Morena, G.	1154
Bermejo Martínez, Manuel	1015	De Luis, J.M.	1189
Blanch, X.	504, 557, 1473	Delgado, J.	516, 1411
Blanco, E.	1281	Devantéry, N.	533
Blanco-Fernandez, E.	1304	Díaz, A.M.	1154
Boix, A.	347	Echeverría, A.	617
Bonachea, J.	407	Elípe, J.C.	785
Braceras, G.	186	Estaire, J.	283
Bru, G.	1321	Estévez Pascual, A.	1086
Buill, F.	569, 857, 1200	Fabbri, A. G.	468
Buxó, P.	674, 709, 1435	Fabbri, A.G.	480
Buxó Pagespetit, P.	663	Fernández, C.	967
Calcerrada, E.	1154	Fernández, F.	444
Calderón, P.	721	Fernández, G.	1189
Calero, J.	335	Fernández, J.	1321
Caló, F.	593	Fernández, J.A.	1321
Cañizal, J.	765	Fernández, T.	335, 492, 516

Fernández Jiménez, A.	1177	Herrera Guerrero, V.	698
Fernández Villán, A.	1177	Hervás, J.	1130
Ferré, A.	674, 1051	Hervás, Javier	629
Ferreño, D.	1304	Husillos, R.	1189
Ferrer, P.	1075	Hürlimann, M.	456, 581, 1165, 1200
Fornaciai, A.	1435	Ibáñez, J.	186
Fransesqui, M.	869	Ibarbia, I.	395
Fransesqui, M.A.	905	Janeras, M.	674, 709, 1051
Furdada, G.	249, 1165	Janeras Casanova, Marc	917
Galera,, J.M.	121	Jugo, I.	395
Galindo, R.	1098, 1120	Khazaradze, G.	1473
Galve, J.P.	444, 533, 593	Lagos, J.	371
García, I.	1142, 1387, 1399	Lamas, F.	533
García, J.C.	545, 1321	Lantada, N.	569, 857, 881
García, P.	1177	Lara Hidalgo, A.	419
García de la Oliva, J.L.	1027	Larrea, A.	1189
García de la Oliva, J.L.	1461	Laso Fernández, Julián	729
García de la Oliva, José Luis	37	Ledesma, A.	1485
García Pérez, A.	991	Li, Z.	1423
García-Davalillo, J.C.	663	Llano Flórez, Jesús Miguel ...	1224, 1257, 1269
García-González, C.	869, 905	Llinares, F.	1411
García-Moreno, I.	834	Lloret, A.	1485
Garrido, J.	1411	Lomoschitz, A.	1098
Garzón-Roca, J.	347, 930	Lomoschitz Mora-Figueroa, A.	1130
Gavilán, F.	845	López, C.	1075
Gaya, A.	261	López, F.	674, 709, 1051, 1435
Gelabert, B.	1108	López, G.	845
Gigli, G.	1435	López Sánchez, J.M.	1423
Gili, J. A.	1485	López Valero, J.D.	1086
Gili, J.A.	857, 881	Luque, J.A.	1142
Giner, J.J.	1411	Luque González, Javier	207
Giral Conde-Salazar, M.L.	1375	Luzuriaga, S.	395, 1375
Gómez, A.	979	Löpfe, T.	219
Gómez, J.M.	492, 516, 533	Majoral, R.	1236, 1292
Gómez, R.	1356	Mapelli, A.	323
González, A.	407	Marin Loeches, J.	777
González, M.	663, 1165, 1200	Martín, J.A.	1108
González, Marta	651	Martín, P.	1332
González, P.	371	Martínez, J.	857
González Díez, A.	419	Martinez-Bofill, J.	261
Gonzalez García, S.F.	162	Marturià, J.	663
González Martínez, R.	1177	Marturiá, J.	1435
González Valle, Félix E.	729	Marturià, Jordi	651
González-Gallego, J.	1461	Mas, R.	640
Gracia Bernal, A.	162, 991	Matas, G.	857, 881
Greco, M.	822	Mateos, R. M.	834
Guinau, M.	504, 557, 617, 1165, 1473	Mateos, R.M.	444, 533, 593, 663, 1142
Gutiérrez-Ravé, J.	845, 1447	Mavrouli, O.	141, 395, 857, 893
Heredia, W.	528	Melentijevic, S.	1332
Hernández, M.	663	Mellado, I.	335
Hernández Rodríguez, Israel	207	Menéndez, I.	1098, 1120
Herrera, G.	545, 593, 663, 834, 1142, 1321	Míguez Veiga, J.J.	227

Missori, C.	1411	Prat, E.	674, 709, 1051
Monserrat, O.	593	Prieto Domínguez, M.	753
Montalvo Villacís, P.	1086	Prina Howald, E.	295, 323
Montero, N. S.	283	Puell Marin, F.	777
Montserrat, O.	444, 533	Puig, C.	857, 1200
Moreno, J.	1461	Puig-Polo, C.	569
Moya, F.	335	Querol, Neus	651
Moya, J.	640, 857, 1165, 1200, 1485	Raimat, C.	1165
Moyssset, M.	1165	Ramisa, Josep	651
Mozas, A.	516	Raventós, J.	528
Mucchi, L.	1435	Remondo, J.	26, 407, 480
Mulas, J.	663	Riba, S.	314, 1212
Mulas, M.	1485	Riba Porras, S.	432
N.M., Pinyol	307	Rico Romero, J.M.	991
Navarro, J.A.	395	Riquelme, A.	271, 545, 605
Navarro, V.	1154	Rius, J.M.	1063
Notti, D.	444, 533, 593	Rivas, V.	407
Núñez, A.	1200	Rodríguez, A.	1108
Núñez, M.A.	857	Rodríguez, H.	674, 1051
Núñez-Andrés, M. A.	569	Rodríguez, M.J.	944, 1387, 1411
Núria M., Pinyol	1344	Rodríguez, X.	1435
Oliveras, R.	198	Rodríguez-Paces, M.J.	1399
Oller, P.	249, 314	Roig, F.X.	1108
Oorthuis, R.	1200	Roig, P.	617, 1473
Oteo, C.	797, 967, 1039	Roig Lafon, Pere	237
Oteo, J.	797	Rojo Gómez, Jorge	359
Palau, R.	456, 1165	Roldán, F.J.	444, 533, 1496
Paniagua Serrano, I.	383	Romero, E.	1200
Pardo, E.	1142	Rosa, J.	1411
Paret, D.	674	Royán, J.M.	557
Pastor, J.L.	271, 545, 605	Royán, M.J.	504, 617, 1473
Patera, A.	468	Rozas, C.	797
Payá, I.	721	Ruiz, A.	307
Peláez, J.A.	1411	Ruiz, J.	395
Peñalba Balbontín, Héctor	1269	Ruiz, R.	581, 857
Pérez, A.	335	Ruiz-Carulla, R.	881, 893
Pérez, C.	617, 1473	Sagaseta, C.	765
Pérez, J.L.	492, 516, 1496	Saló, Ll.	857
Pérez, J.V.	593	Sánchez, J.	407
Pérez, R.	1189	Sánchez, M.	335
Pérez, V.	444	Sánchez Matallanes, S.	955
Pérez Picallo, M.A.	991	Sánchez Rodríguez, S.	753, 1086
Pérez-García, J.L.	533	Sanchez-Matellanes, S.	1027
Pérez-Guillén, Cristina	237	Sancho Gómez-Zurdo, R.	162
Pérez-Peña, V.	533	Santana, D.	674
Pérez-Romero, Joaquín	359	Santana Mancheño, A.I.	686
Pinyol, J.	663, 1165, 1200	Sanz, E.	1098, 1120
Pinyol, Jordi	651	Sanz, P.	174
Pinyol, N.M.	1313	Sanz de Ojeda, P.	1120
Planas, X.	314	Sarro, R.	545, 834
Pons, J.	674	Schina, R.	1435
Prades, A.	569, 857, 881	Scoppettuolo, M.R.	1344

Sempere, D.	456
Serrano Martín, Luis	1015
Silva Espiña, E.	753
Sola, P.	797, 967, 1039
Soler, A.	261
Sondon, M.	809
Soriano Martínez, A.	979
Soriano Peña, A.	979
Sovilla, Betty	237
Suárez Vázquez, Ginés	359
Suriñach, E.	617, 1473
Suriñach, Emma	237
Tapia, M.	617, 1473
Tapia, Mar	237
Thode, J.M.	1003
Tomás, R.	271, 545, 605, 1423
Torche, J.	295
Torné, M.	617
Torralbo, P.	1447
Torrebadella, J.	1212
Torres, I.	227
Torres Vila, Juan Antonio	1224, 1257, 1269
Torrijo, F. J.	721
Torrijo, F.J.	347
Tovar, J.	335
Trippi, F.	1435
Tsige, M.	1387, 1399
Tsigé, M.	1411
Ureña, F.	1003
Uriarte, J.	1039
Valenzuela, M.	1368
Valverde, J.	1447
Vaunat, J.	1200
Vega, I.	1447
Victoriano, A.	1165
Vilaplana, J.M.	1108, 1473
Vilaplana Fernández, J.M.	102
Vilar Brumbeck, A.	698
Villaró, I.	1212
Villaró Pantebre, I.	432
Villegas, I.	1003
Villela, B.	371
Viñals, A.	845
Yepes, J.	869, 905
Zamora, J. M.	1039



CIMNE

International Center
for Numerical Methods in Engineering